III - 16.388

FLORICA STROIA

GEOTEHNICĂ MARINĂ ŞI INGINERIE DE COASTĂ

VOLUMUL I

GEOTEHNICA MARINĂ

EDITURA UNIVERSITĂŢII BUCUREŞTI
1993

16388

FLORICA STROIA

GEOTEHNICA MARINA SI INGINERIE DE COASTA

- Volumul I -

GEOTEHNICA MARINA

127021
B.C.U. - IASI

EDITURA UNIVERSITATII BUCURESTI
1 9 9 3

P R E F A T A

Studiul zonelor litorale şi de self, văzute ca suport pentru activităţi umane necesare şi profitabile, cuprinde diverse ramuri de activitate.

Din punct de vedere al inginerului geolog există două domenii distincte de abordare: studiile geotehnice necesare amplasării unor construcţii în zona de litoral şi de self (porturi, diguri, platforme marine fixe, platforme marine mobile etc.); controlul şi dirijarea proceselor de sedimentare din zonele cu apă puţin adîncă şi protecţia unor zone litorale de cotă joasă, zone ce uneori sînt unice şi esenţiale.

Lucrarea are ca titlu general "Geotehnică marină şi inginerie de coastă", Vol. I. Acest volum parcurge problematica geotehnică aferentă proiectării unor structuri amplasate în depozite aparţinînd zonelor litorale şi de self.

Prima parte pune accentul pe o clasificare geologică-inginerească (B.Mc Clelland) a platformelor continentale. In continuare sînt redate metodele de investigare geotehnică utile pentru zona costieră şi pentru self - întrucît acest mediu are caracteristici diferite de mediul terestru, există necesitatea de a adapta metodologia de investigare şi aparatura.

Volumul se încheie prin expunerea metodologiei studiilor geotehnice aferente platformelor marine. O asemenea abordare nu se poate face decît cunoscînd modul de a rezolva calculul terenului de fundare pentru fundaţii indirecte, mod ce trebuie adaptat la condiţiile de interferenţă fundaţie-teren specifice şi total diferite faţă de aceiaşi relaţie pe uscat.

Volumul doi urmează să abordeze probleme de inginerie de coastă (dirijarea proceselor de sedimentare, protecţia zonelor de cotă joasă, stabilităţi de taluze în aceste perimetre cu o dinamică deosebit de activă etc.).

Prin tematica propusă, lucrarea este un debut în literatura de specialitate din ţara noastră. Preocupări în acest sens sînt foarte diverse şi intense pe plan mondial (zonele de self sînt intens folosite pentru exploatarea petrolului; cîştigarea unor suprafeţe de teren din mare şi protejarea acestora - probleme esenţiale pentru ţări cum sînt Olanda şi Japonia etc.) şi sînt în acelaşi timp de mare interes pentru litoralul şi selful românesc la Marea Neagră. In consecinţă, avînd în vedere implicaţiile practice, domeniul rămîne deschis pentru viitor.

Aceste note de curs nu puteau să fie pregătite pentru a fi editate fără aportul adus prin realizarea desenelor de către doamna Dan Luxiţa, căreia ţin să-i mulţumesc.

Autoarea

C U P R I N S

Prefaţa 3

1. Domeniul acvatorial marin - elemente geomorfologice şi sedimente superficiale ce constituie suportul activităţilor geotehnice 9

1.1. Unităţi geomorfologice majore 9

1.2. Distribuţia sedimentelor superficiale 11

1.3. Succesiuni litologice specifice unor transgresiuni şi respectiv unor regresiuni marine 15

1.4. Clasificare geologică-inginerească a platformelor continentale 18

1.4.1. Selfuri deltaice (D) 22

1.4.2. Selfuri relicte (R) 25

1.4.3. Selfuri glaciare (G) 29

1.4.4. Selfuri pleistocene (P) 32

1.4.5. Selfuri precuaternare (PQ) 36

1.4.6. Selfuri săpate în stîncă (X) 37

1.4.7. Selfuri din zone de îngheţ (F) 39

1.4.8. Selfuri carbonatice (C) 43

Bibliografie 47

2. Metode de investigare geotehnică utile pentru depozitele actuale din zona litorală şi de self 48

2.1. Adaptări ale metodelor clasice de investigare 48

2.1.1. Recoltarea probelor 48

2.1.2. Incercări fizico-mecanice efectuate pe vas . . 54

2.1.3. Ambalarea şi stocarea probelor 58

2.1.4. Investigaţii de laborator 59

2.2. Metode de sondaj 61

2.3. Elemente de geofizică marină 68

Bibliografie 72

2.4. Tehnici penetrometrice 73
2.4.1. Incercare de penetrare statică (Cone Penetration Test) 74
2.4.1.1. Efectul penetrării statice asupra unui volum elementar de rocă 78
2.4.1.2. Interpretarea rezultatelor 80
2.4.2. Incercarea de penetrare dinamică cu un (D.P. - Dynamic Probing; Ram Sounding). . 90
2.4.2.1. Aparatură, variante constructive. . 90
2.4.2.2. Reprezentarea şi interpretarea rezultatelor testului de penetrare dinamică 92
2.4.3. Incercarea de penetrare dinamică standard (S.P.T. - Standard Penetration Test) 96
2.4.4. Domeniul de utilizare a testelor de penetrare 97
Bibliografie 103
2.5. Tehnici presiometrice 105
2.5.1. Inregistrarea datelor presiometrice 106
2.5.2. Interpretarea experimentelor 108
2.5.3. Calculul caracteristicilor presiometrice . . 113
2.5.4. Consideraţii privind domeniul de utilizare al metodei 120
Bibliografie 121
3. Studii geotehnice aferente platformelor marine mobile . . 122
3.1. Prognoza comportării depozitelor sub picioarele platformei marine 122
3.2. Calculul adîncimii de penetrare a picioarelor platformelor marine 128
3.2.1. Fundaţii pe piloţi şi coloane 128
3.2.1.1. Definiţii şi clasificări 128
3.2.1.2. Interacţiunea pilot roca 133
3.2.1.3. Calculul capacităţii portante pentru piloţi izolaţi: 146

a. Încărcări statice de probă 146
b. Teste de penetrare statică 147
c. Estimarea prin calcul a capacității portante 149

3.4.2. Estimarea prin calcul a adîncimii de penetrare 159

Bibliografie 162

ANEXA 164

1. DOMENIUL ACVATORIAL MARIN - ELEMENTE GEOMORFO-LOGICE SI SEDIMENTE SUPERFICIALE CE CONSTITUE SUPORTUL ACTIVITATILOR GEOTEHNICE

1.1. UNITATI GEOMORFOLOGICE MAJORE

Răspîndirea apei şi uscatului pe suprafaţa pămîntului (510 mil. kmp) este următoarea: 29% (147,8 mil. kmp) uscat şi 71% (362,3 mil. kmp) apa. La începutul secolului nostru W. Penck a întocmit o diagramă rămasă clasică, numita curbă hipsometrică (sau curba lui Penck). Ulterior curba a fost completată conform ultimelor măsurători (Ditrich, 1957) însă fără să se facă modificări esenţiale (Fig. 1.1.). Conform figurii 1.1. sînt puse în evidenţă două nivele geomorfologice de importanţă planetară: platforma continentală şi platforma oceanică.

B.C.U. "M. EMINESCU" IAŞI
GEOLOGIE-GEOGRAFIE

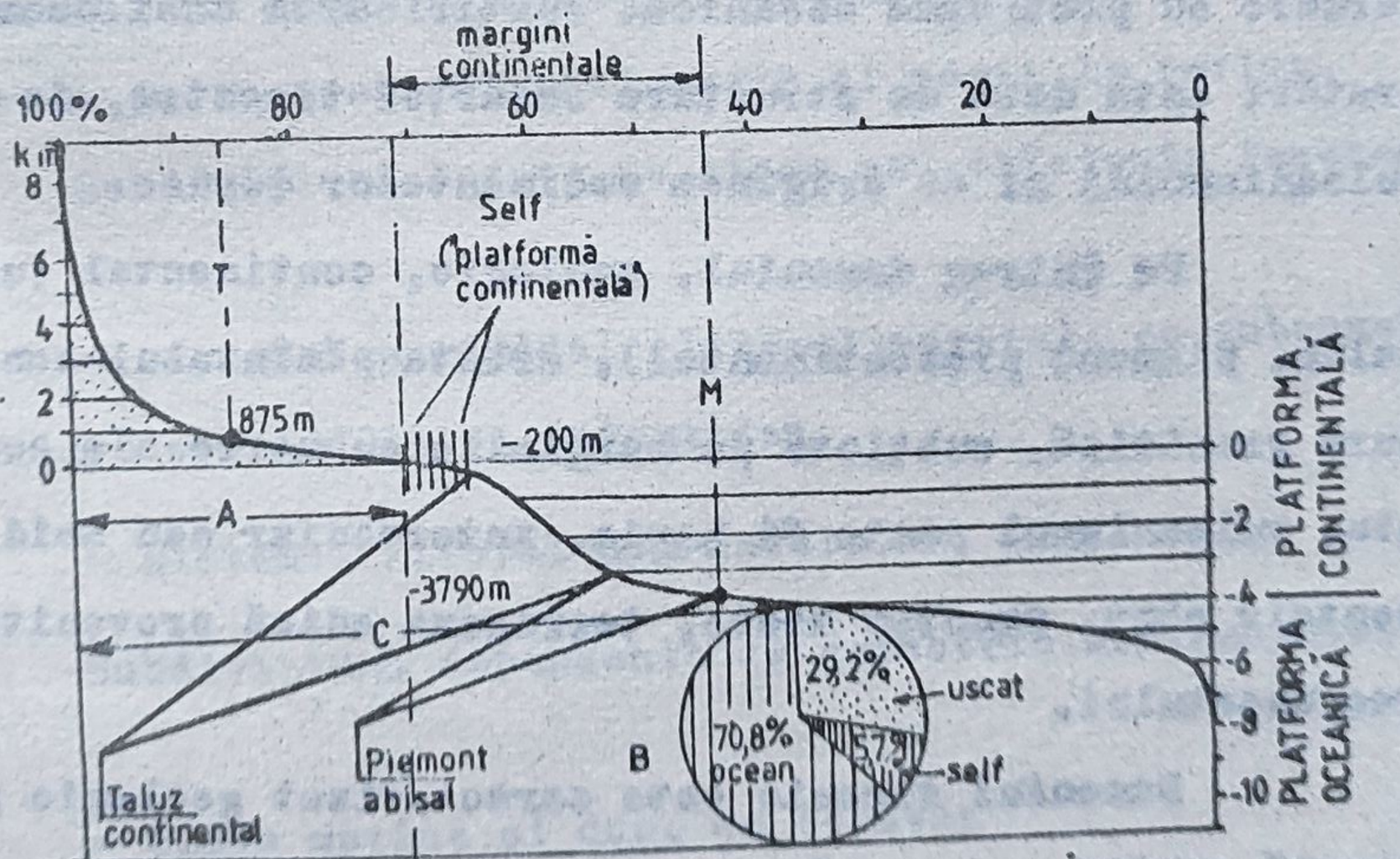


Fig. 1.1. Curba hipsometrică a scoarţei terestre (curba lui I. Penck revăzută după Ditrich)
T, M - altitudinea şi adîncimea medie a uscatului şi mărilor
A - uscatul sau continentul în sens geografic
B - răspîndirea apei şi uscatului pe suprafaţa pămîntului
C - continentul în sens geologic

Platforma oceanică, este situată conform cercetărilor actuale sub cota -4000 m de la nivelul mării, multă vreme a fost considerată lipsită de accidente de relief (de aceia se numea cîmpie abisală).

Racordarea dintre cele două nivele geomorfologice de prim ordin se face printr-o zonă cu suprafaţa în pantă numită povîrnişul (sau talusul) continental. Dacă limita superioară a taluzului continental face un unghi destul de trenşant cu selful, partea lui inferioară este racordată adesea lin cu platforma oceanică. De aceea între taluz şi cîmpia abisală s-a separat o zonă de trecere, fără limite clar definite, numită "ridicare continentală" (în engleză continental rise), "piemont abisal" sau "precontinental". Denumirea aceasta arată că, din punct de vedere geologic, continentul nu este sinonim cu uscatul, ci, el se continuă prin self şi taluz, pînă la baza acestuia, formată din piemontul de racordare cu platforma oceanică. Justificarea unei asemenea interpretări este dată de structura scoarţei terestre, de caracterul vulcanismului şi de originea sedimentelor depuse.

Pe întreg domeniul, geologic, continental (uscat, self, taluz, piemont precontinental), crusta pămîntului conservă o pătură granitică, subţiată pe marginile submerse ale acestui domeniu, vulcanismul poate fi bazic, intermediar sau acid, iar sedimentele sînt, practic toate, terrigene adică provenite din erodarea uscatului.

Domeniul oceanic este caracterizat geologic printr-o crustă subţire, formată numai din sedimente şi pătura "bazaltică", vulcanismul este întotdeauna foarte bazic iar sedimentele sînt subţiri şi formate în proporţie foarte ridicată din acumularea resturilor din plancton şi a produselor de alterare a curgerilor submarine vulcanice. Astăzi se ştie că o oarecare proporţie de

pelite (lutite) foarte fine terrigene ajung pînă la cîmpiile abisale. Asemenea pulberi fine sînt cele care dau tendinţa de umplere a reliefurilor abisale locale şi de nivelare a formelor de microrelief a platformei oceanice (D. Ross, 1976).

In literatura geologică de după 1970 (V. Lăzărescu, 1980) s-a generalizat gruparea sub denumirea de "margini coutinentale" a regiunilor de self, taluz continental, şi piemont precontinental şi de arcuri de insule vulcanice, împreună cu mările din spatele lor (numite adesea "bazine retroarc").

1.2. DISTRIBUTIA SEDIMENTELOR SUPERFICIALE

Principalele sisteme depoziţionale din bazinele marine şi ocianice sînt următoarele: litoral, neritic, batial, abisal, hadal (I. Anastasiu, 1988).

Sistemul litoral este în zona geografică de tranziţie dintre domeniul continental şi domeniul marin; se dezvoltă în lungul ţărmului şi este delimitat de sistemul selfului prin baza valurilor de furtună sau nivelul maxim al mării la reflux.

Subdiviziuni legate de lipsa sau existenţa fenomenului mareic:

- sistemul peritidal (litoral mareic), cu subzonele de sedimentare supratidal şi intertidal;
- sistemul litoral non-mareic.

Subdiviziuni dependente de geometria sedimentelor acumulate:

- plaje marine şi dune de coastă;
- cordoane litorale sau bare de nisip cu caracter insular (insula Sahalin din Marea Neagră);
- cîmpii tidale şi mangrove;
- microdelte tidale.

În cadrul sistemului litoral nonmareic, sistem specific şi pentru litoralul Mării Negre, sedimentarea este dominată de procese mecanice, iar acumularea clastelor are loc prin progradare şi acreţie laterală cu formare de plaje şi cordoane litorale, Sedimente clastice, foarte variate granulometric, sînt dominate de pietrişuri în apropierea ţărmurilor înalte şi nisipuri şi şilturi polimictice în dreptul ţărmurilor joase. Astfel geomorfologia litoralului românesc se schimbă de la nord spre sud, fiind funcţie în primul rînd de geologia depozitelor de pe uscat. Pînă la Cap Midia coastele marine sînt săpate în roci sedimentare neconsolidate, de la Cap Midia spre sud apar faleze înalte săpate în terenuri loessoide ce continuă spre mare cu terase de abraziune săpate în calcare loumachelice sarmaţiene (Fig. 1.2 şi 1.3).

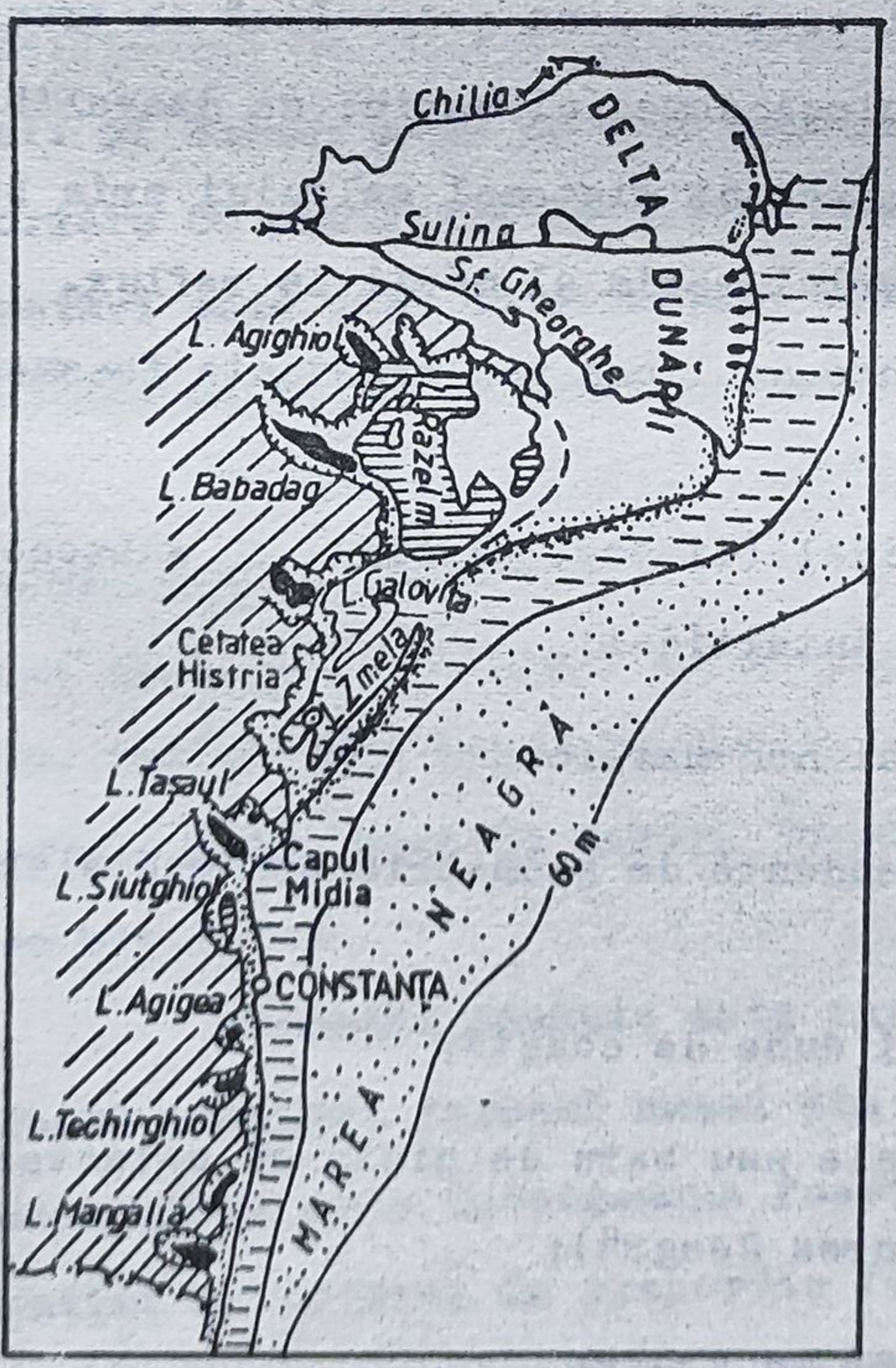


Fig. 1.2 LITORALUL ROMÂNESC ŞI SPECIFICUL LUI MORFOLOGIC (după P. Coteț)

L E G E N D A

- Marginea podișului dobrogean spre mare
- Limita de S-V a Deltei Dunării
- Lacuri litorale <a: tip liman, b: tip lagunar
- Țărm de abraziune cu faleză activă sau inactivă
- Țărm de acumulare puțin consolidat
- Țărm de acumulare consolidat
- Țărm în regresiune
- Depozite nisipoase pe uscat
- Depozite pe șelf
  a: facies nisipos
  b: facies mitiloid (Borcea)

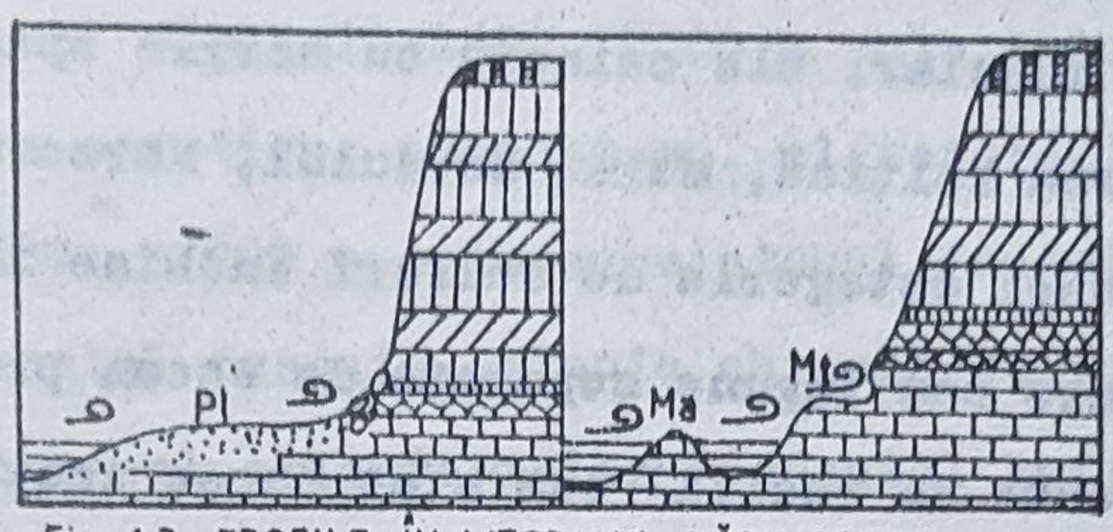


Fig. 1.3 PROFILE ÎN LITORALUL MĂRII NEGRE - SECTORUL FALEZELOR INALTE (după P. Coteț)

sol actual
soluri fosile
loess
scoarța de alterare
calcare sarmatice

Pl - plaje
Mt - microterase de abraziune
Ma - martor de abraziune

Pentru sistemul litoral nonmareic falunele sînt acumulări de bioclaste specifice zonelor temperate și calde și reprezintă de multe ori, tempestite.

Sistemul selfului (domeniul neritic), este cuprins între zona litorală și extremitatea superioară a talazului continental marcată de o importantă "ruptură de pantă" în dreptul adîncimii de -200 m. Această unitate se extinde în cadrul marginilor continentale pe lățimi variabile între 0,5 și 1300 km, cu o înclinare medie de 0,07' (1:500) și face parte din platformele continentale.

După deschiderea în raport cu oceanul se deosebesc:

- golfuri deschise. Ele sînt în contact direct cu largul oceanului și coincid cu "mările pericontinentale". Următoarele exemple sînt semnificative pentru această categorie: în Oceanul Atlantic - selful Oregon, selful Argentinian, selful Guineei; în Oceanul Indian - Golful Bengal; selful NV-Australian; în Oceanul Pacific - selful Peruan.

.- golfuri barate sau închise (semiînchise) faţă de ocean printr-un sistem insular, ele coincid cu mările epicontinentale. Exemple sînt: Marea Baltică, Marea Nordului, Marea Galbenă, Marea Japoniei. In aceeaşi categorie de golfuri închise intră sistemele de golfuri, estuare sau lagune separate de ocean prin bare sau cordoane (uneori creste de recifi) cum sînt Marea Azov, Golful Mexic, Golful Hudson, Golful Persic.

După adîncimea bazinului respectiv şi regimul hidrodinamic se deosebesc:

- self intern, dezvoltat spre zona litorală, pînă la adîncimea la care se resimt mişcările valurilor şi procesele mareice (de regulă -40, -50 m). Cuprinde sectoarele subtidal (sinonim infralitoral) şi circalitoral superior;

- self extern, dezvoltat spre taluzul continental pînă la adîncimea de -200 m şi aflat sub influenţa curenţilor oceanici şi a curenţilor de densitate, descendenţi şi ascendenţi (sinonim circalitoral inferior).

Din punct de vedere morfologic depozitele de self sînt formate din cuverturi de nisip şi strate de mîl, cordoane, bare sau bancuri de nisip, platforme (terase) submerse litologice, structurale şi acumulative, tăiate de canioane şi canale de eroziune, bioherme şi biostrome, cîmpii subtidale.

Sistemul bazinelor adînci (deep sea) este domeniul de sedimente cu ape adînci, cuprinde bazinele suprapuse peste marginea continentală şi bazinul oceanic în care adîncimea apelor este mai mare de -200 m.

Subdiviziunile separate după criteriul batimetric (în funcţie de adîncimea apei la interfaţa cu sedimentul) sînt următoarele: zona batială, între -200 şi -1500, -2000; zona abisală, între -1500, -2000 şi -5000, 6000 m; zona hadală la adîncimi mai mari.

Bazinele adînci se subîmpart în următoarele subunităţi geomorfologice: între -200 şi -1500, 2000 m este taluzul sau povîrnişul continental care constitue subsistemul clinoformelor; la adîncimi mai mari de -1500, -2000 m este subsistemul fondoformelor din care face parte piemontul oceanic, cîmpia abisală şi fosele.

Subsistemul clinoformelor (domeniul batial), corespunde domeniului de pante subacvatice din zona de margine continentală şi include diverse tipuri de "bazine" marginale. Din punct de vedere geomorfologic, cuprinde praguri, suprafeţe de povîrniş, microcordiliere, canioane submarine şi conuri cu pante medii de 3°-6° (uneori 15° - povîrnişul Floridei, sau chiar verticale - povîrnişul Arhipelagului Bahama).

Pantele înclinate reprezintă sectoare de deplasare a sedimentelor, iar suprafeţele plane cele de acumulare. Unghiul de pantă controlează viteza de înaintare a depozitelor.

Sedimentele au grosimi foarte variabile, atingînd sute şi mii de metrii grosime şi îmbrăcînd forma unor corpuri cu geometrie diversă: praguri de taluz (rampe de alunecare), prisme conturitice (în sectoarele centrale), cuverturi şi conuri submarine (în partea bazinală).

Subsistemul fondoforme (domeniul abisal şi hadal), corespunde bazinelor oceanice care au drept fundament o litosferă oceanică şi au adîncime de sedimentare mai mare de 2000 m. Din punct de vedere morfologic cuprinde piemontul oceanic (pante de 1:100, 1:700), cîmpiile abisale (1:1000), cordilierele de rift şi fosele.

1.3. SUCCESIUNI LITOLOGICE SPECIFICE UNOR TRANSGRESIUNI SI UNOR REGRESIUNI MARINE

In general colmatarea bazinelor, corelată cu oscilaţiile de nivel al mării, se realizează prin progradare şi agradare. Simultan depozitele se separă gravitaţional de la ţărm spre

zonele mai adînci: pietrişuri, nisipuri, argile, mîluri, grosimea lor fiind aproximativ egală (S. Pauliuc ş.a., 1985).

In cazul unei transgresiuni are loc ridicarea treptată a nivelului apei, ceia ce duce la o depunere de sedimente cu faciesuri diferite şi de adîncimi din ce în ce mai mari. Dacă se consideră raporturile dintre termenii stratigrafici priviţi în relaţiile lor spre largul bazinului de sedimentare atunci în cazul unei transgresiuni marine se definesc procese de regradare a formaţiunilor geologice (Fig. 1.4).

1.4

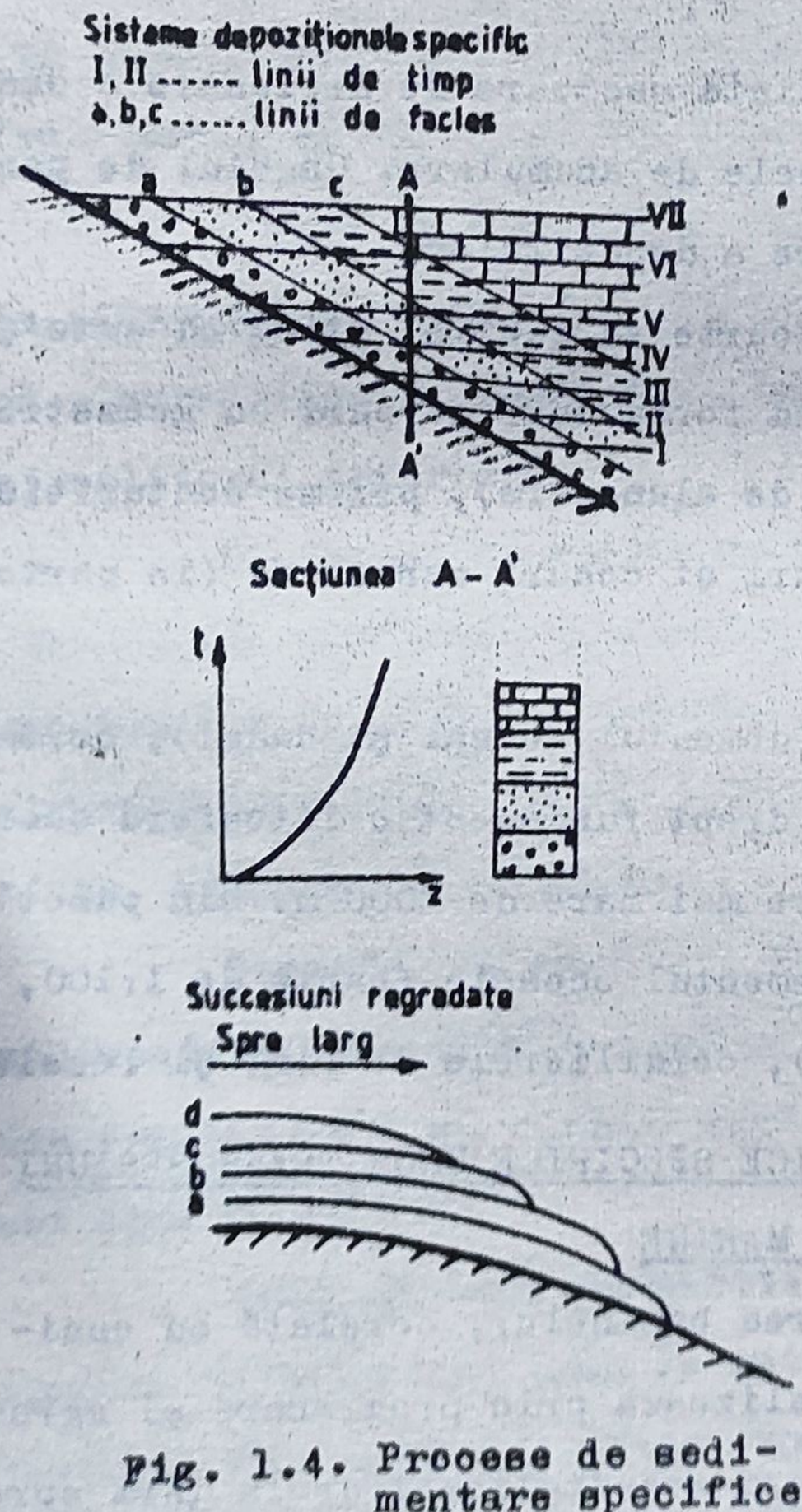


Fig. 1.4. Procese de sedimentare specifice unei transgresiuni marine (după S. Pauliuc ş.a.; N. Anastasiu)

O succesiune regradată (recesională) presupune termeni stratigrafici superiori cu o extindere din ce în ce mai mică spre larg în raport cu cei vechi. Această situaţie arată scăderea aportului de material terigen în timp şi scăderea energiei agentului de transport în timp, rezultînd o coloană stratigrafică cu termeni mai grosieri în bază şi din ce în ce mai fini spre partea superioară, asemănătoare coloanelor transgresive (I. Anastasiu, 1988).

O regresiune marină se defineşte prin coborîrea progresivă a nivelului mării, iar raporturile dintre termenii stratigrafici priviţi în relaţiile lor spre largul ba-

zinului de sedimentare definesc procese de progradare. O succesiune progradată presupune ca termenii superiori să-i depăşească pe cei inferiori spre larg, astfel că vor rezulta depozite care se îngroaşe progresiv. Din distribuţia faciesurilor în cadrul fiecărui termen stratigrafic (facies din ce în ce mai fin spre larg) vor rezulta depozite cu termeni mai fini în bază şi din ce în ce mai grosieri spre partea superioară (Fig. 1.5). Aceste serii sepăstrează mai rar, ele fiind erodate aproape concomitent cu producerea regresiunii.

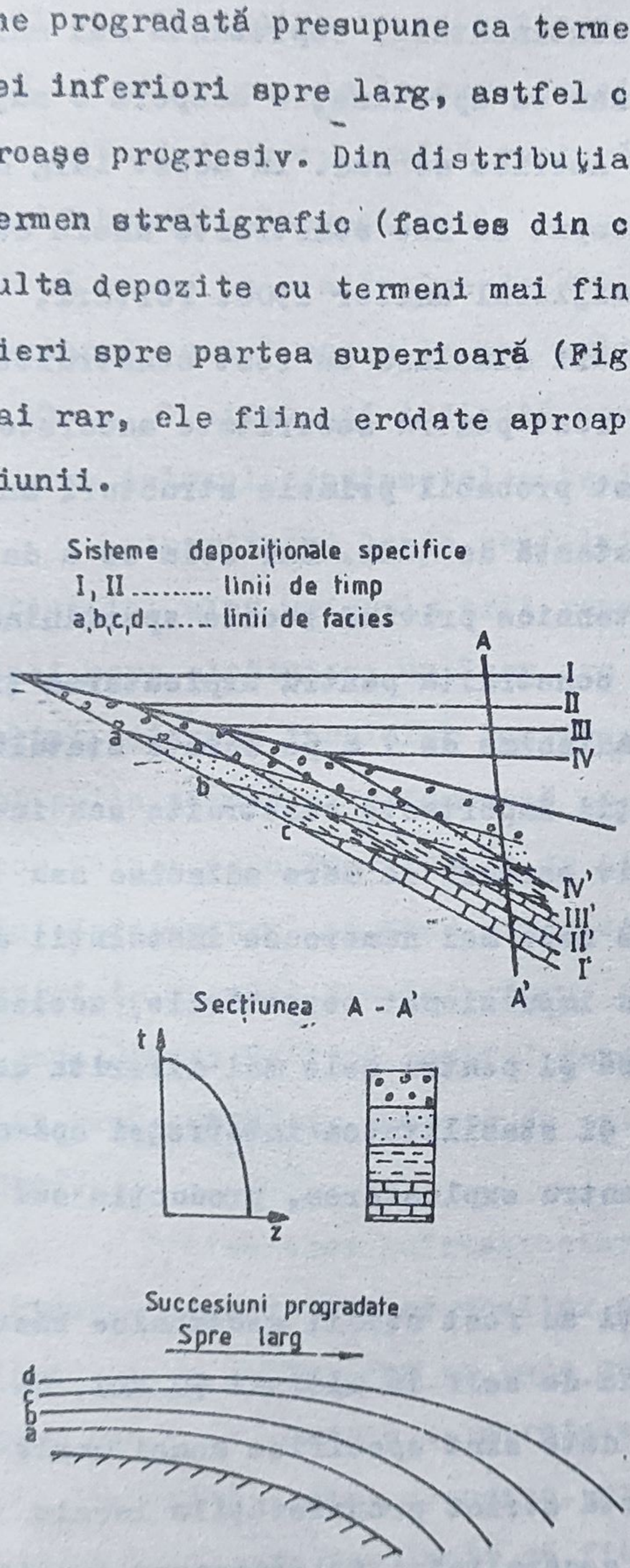


Fig. 1.5. Procese de sedimentare specifice unei transgresiuni marine (după S. Paulinc ş.a.; N. Anastasiu)

Determinarea caracterului progradat sau recesional al unei succesiuni stratigrafice într-o zonă cu depozite marine la mare adîncime arată tendinţa în timp a evoluţiei bazinului de sedimentare în raport cu sensul mişcărilor tectonice verticale (de ridicare sau de coborîre) şi cu afluxul de material detritic.

1.4. CLASIFICAREA GEOLOGICA INGINEREASCA A PLARFORMELOR CONTINENTALE

Selful (platforma continentală) reprezintă mai mult de 18% din suprafaţa uscatului, sau cu aproximaţie acoperă o suprafaţă egală cu Europa împreună cu America de Sud. In acest larg domeniu de mare muţin adîncă au început să fie construite unele obiective inginereşti, începînd cu mijlocul anilor 1900. Porturi, spărgători de valuri şi alte lucrări similare au fost construite în zona dinspre ţărm, dar ele au fost pentru securitate ancorate de ţărm. Centralele uşoare au fost probabil primele structuri majore construite la o oarecare distanţă de ţărm. Dar ceia ce a dat un impuls deosebit studiilor geotehnice privind rocile aparţinînd selfului, a fost prima platformă construită pentru exploatarea ţiţeiului, în anul 1947 în apă cu adîncime de 7 m pe coasta statului Louisiana. Astăzi există instalaţii importante construite sau implantate în zona de self, inclusiv porturi de mare adîncime sau centrale nucleare. Dar de departe cele mai numeroase instalaţii de mare puţin adîncă, acelea care au impulsionat cercetările, acelea construite în marea cea mai adîncă şi pentru cele mai diferite condiţii privind acţiunea valurilor şi stabilitatea interfeţei apă-uscat, sînt platformele folosite pentru exploatarea, producţia sau depozitarea petrolului.

Urmareaacestor activităţi au fost studii geotehnice bazate pe mii de foraje făcute în zona de self în ultimii 40 ani. Ca şi pe continent multe din aceste date sînt specifice zonei amplasamentului, de exemplu ele reflectă strict proprietăţile locale ale rocilor. Totuşi, se pot face generalizări folositoare. Anumite arii aparţinînd zonei de offshore (mare puţin adîncă) pot să aibă condiţii de fundare substanţial asemănătoare. Probleme ce apar în proiectarea structurilor de offshore dintr-un perimetru sînt adesori caracteristice şi pentru alte arii.

Selful (platforma continentală) este definit ca zona din jurul continentelor ce se extinde de la cota maximă a apei la ţărm pînă la adîncimea de la care există o accentuată creştere de pantă spre adîncimi mari, numită ruptură de pantă sau limita selfului (shelf break). Convenţional, această creştere de pantă s-a considerat că apare la o adîncime de 200 m, dar există situaţii în care creşterea pantei apare la mai mult de 300 m şi uneori la mai puţin de 100 m. O cifră mai indicată pentru o medie a adîncimii de trecere spre talazul continental este în jur de 120 m.

Aparţinînd logic selfului, dar fără să corespundă strict definiţiei sînt uriaşele arii reprezentate de mările mai puţin adînci care alcătuiesc un larg arc al Indiilor de Est şi formează selful adiacent insulelor Sumatra, Borneo şi Filipine; mările cu apă puţin adîncă care formează un pod subteran între Australia şi Noua Guinee, sau suprafeţele de offshore a unor mari insule cum sînt Madagascarul şi Noua Zeilandă. De asemenea sînt incluse mari suprafeţe de mări din interiorul continentelor, cum ar fi golful Hudson, marea Baltică, golful Persic şi marea Nordului. Figura 1.6. redă suprafaţa ocupată de self (B.Mc Clelland, M.D. Reifel, 1985).

Proiectarea infrastructurii platformelor are nevoie de elucidarea proprietăţilor rocilor pe adîncimi de cel puţin 150 m. Clasificarea selfurilor pe baze geologice inginereşti va fi din acest motiv în funcţie de stratele întîlnite în această zonă. Datele disponibile sînt disperse, există numai cîteva suprafeţe suficient explorate aşa încît să fie posibilă reprezentarea distribuţiei generale a stratelor geologice. Se pot enumera, în ordinea în care stratificaţia şi proprietăţile geotehnice au fost explorate cu folosirea unor foraje cu carotaj, următoarele arii aparţinînd selfului: golfurile limitrofe Texasului şi Louisianei, Ma-

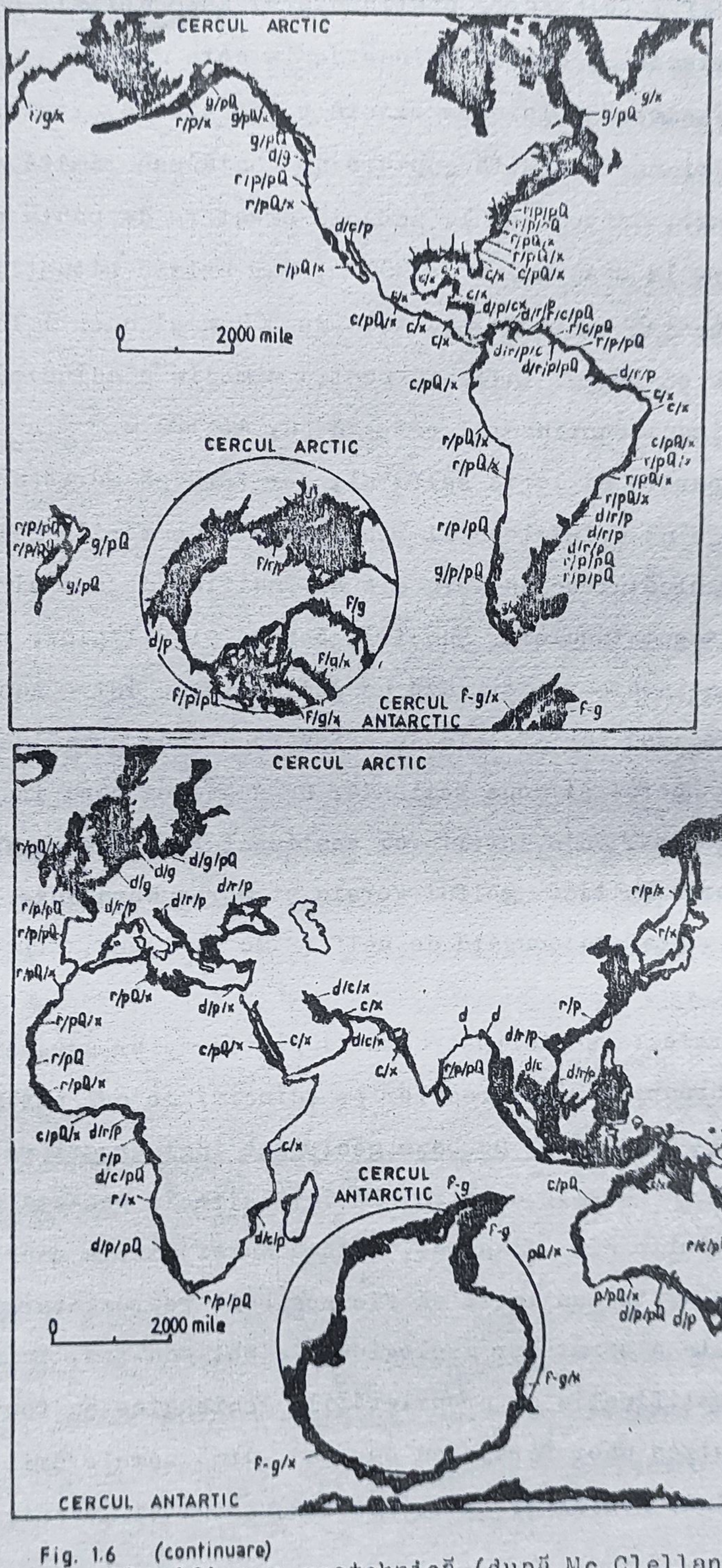


Fig. 1.6 (continuare)

Fig. 1.6. Clasificare geotehnică (după Mc Clelland ş.a.)

ig. 1.6. - Legendă. Tipuri de șelf:

d - DELTAIC - Sedimente holocene groase aparținînd deltelor.

r - RELICT - Sedimente aparținînd Holocenului și Pleistocenului tîrziu, rămase pe șelf pe parcursul ultimei transgresiuni și regresiuni marine.

g - GLACIAR - Sedimente glaciare acoperite cu o pătură de gheață sau aflate în imediata ei apropiere.

p - PLEISTOCEN - Sedimente de obicei asociate unor sisteme fluviale majore, care s-au depus în zonele de mare puțin adîncă în Pleistocenul glaciar și interglaciar pe șelfuri ce nu sînt în imediata influență a păturii de gheață.

PQ - PRECUATERNAR - Sedimente precuaternare.

x - STANCOS - Strate de stîncă cu grosimi semnificative.

f - INGHETAT- Sedimente ce conțin grosimi semnificative de roci înghețate sau permafrost aflat la latitudini nordice sau sudice extreme.

c - CARBONATAT- Sedimente cu o cantitate mare de detritus carbonatat în principal zone tropicale.

r/p - Sedimente relicte cu grosime mică, acoperind sedimente pleistocene.

Multiple combinații sînt posibile pe primii 150 m.

rea Nordului, Golful Persic, Indonezia şi California. Datele existente în alte zone sînt incomplete, neputînd permite decît generalizări vagi.

Scopul acestui capitol este de a propune clasificarea Mc Clelland, clasificare folositoare inginerului geolog şi constructor, în mod particular în zone total necunoscute sau în zone în care structura sedimentelor pe o adîncime de 150 m de la interfaţa rocă-apă este puţin cunoscută. Clasificarea poate furniza cadrul în care fiecare informaţie geotehnică poate fi colecţionată şi organizată pe măsură ce este disponibilă. Clasificarea este suficient de limpede pentru a permite identificări preliminare ale selfurilor.

Clasificarea, grupează rocile aparţinînd fundului de mare, ţinînd seama de consistenţa lor sau de condiţiile de răspuns la solicitări, generalizări care la rîndul lor sînt bazate pe vîrsta geologică şi geomorfologie. Pe adîncimea respectivă, tipul rocilor acoperă un spectru larg de la sedimente moi, subconsolidate aparţinînd unor depuneri deltaice actuale majore pînă la vechi strate de roci tari. Intrucît sînt implicate numai consideraţii privind geologia aplicată (în special proiectarea platformelor marine), sînt incluse şi două categorii dependente de latitudine: roci îngheţate aparţinînd zonelor arctice şi antarctice şi sedimente de grosime mare formate din nisipuri şi mîluri calcaroase existente în primul rînd în tropice.

SELFURI DELTAICE (D)

Deltele de dimensiuni mari şi anumite întinderi de self carbonatic de la tropice sînt singurele forme de self la scara mondială cu acumulări recente de grosimi semnificative. In timp ce sedimentarea pe alte suprafeţe de self variază de la zero la cîţiva inci într-un secol rata depunerilor la gura rîurilor de genul

rîului Mississippi se măsoară în zeci de centimetrii pe an. Sedimente în grosimi de circa 400 picioare (122 m), formează o pană groasă la gura rîului Mississippi şi sînt rezultatul depunerilor din ultimii 300 ani.

In fiecare zi Mississippi transportă 1-2 milioane tone de sediment în golf. Din această cantitate, aproximativ 20 procente o reprezintă nisipul fin care coboară pe braţele fluviului, formînd principalele suprafeţe de distribuţie. Siltul şi argila sînt aduse spre mare şi sînt depozitate într-un evantai larg în cadrul offshorului sau sînt antrenate în zone de apă liniştită, între ariile principale de distribuţie. Ca rezultat, se construiesc corpuri alungite alcătuite din nisip în cadrul ariilor de distribuţie extinzîndu-le pe acestea spre mare. Acest nisip se scufundă într-un silt şi într-o argilă puţin consolidate şi se formează corpuri neregulate, alungite de nisip, uneori în grosime de 60 m. Rezultatul se poate vedea în figura 1.7, barele de nisip de forma unor degete asociate ariilor de distribuţie se scufundă adînc şi deplasează sedimentele ce se aştern dedesupt. Valoarea scăzută a coeziunii, specifică pentru zonele de tip pană constituite din argilă şi situate între ariile de distribuţie, este consecinţa vitezei mari de depunere. Majoritatea sedimentelor de acest gen sînt subconsolidate.

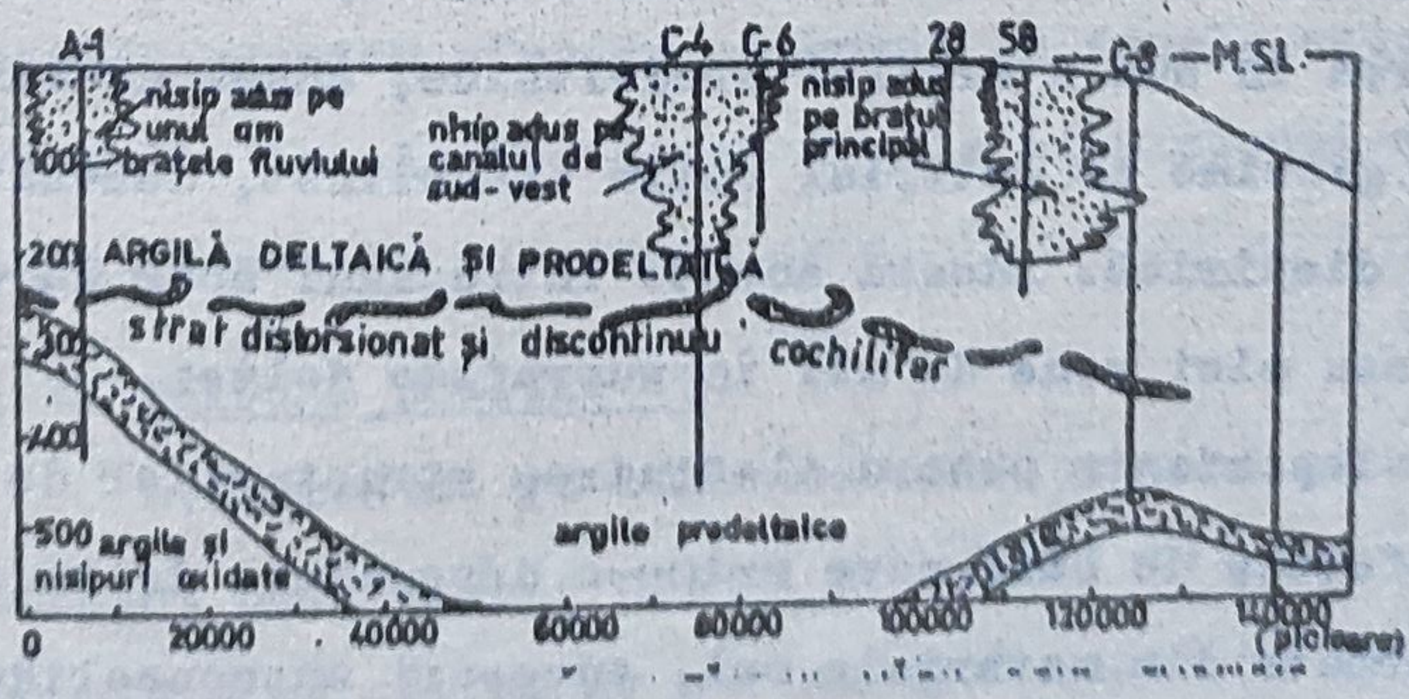


Fig. 1.7. Secţiune paralelă cu ţărmul mării, delta fluviului Mississippi (după B. Mc Clelland ş.a.).

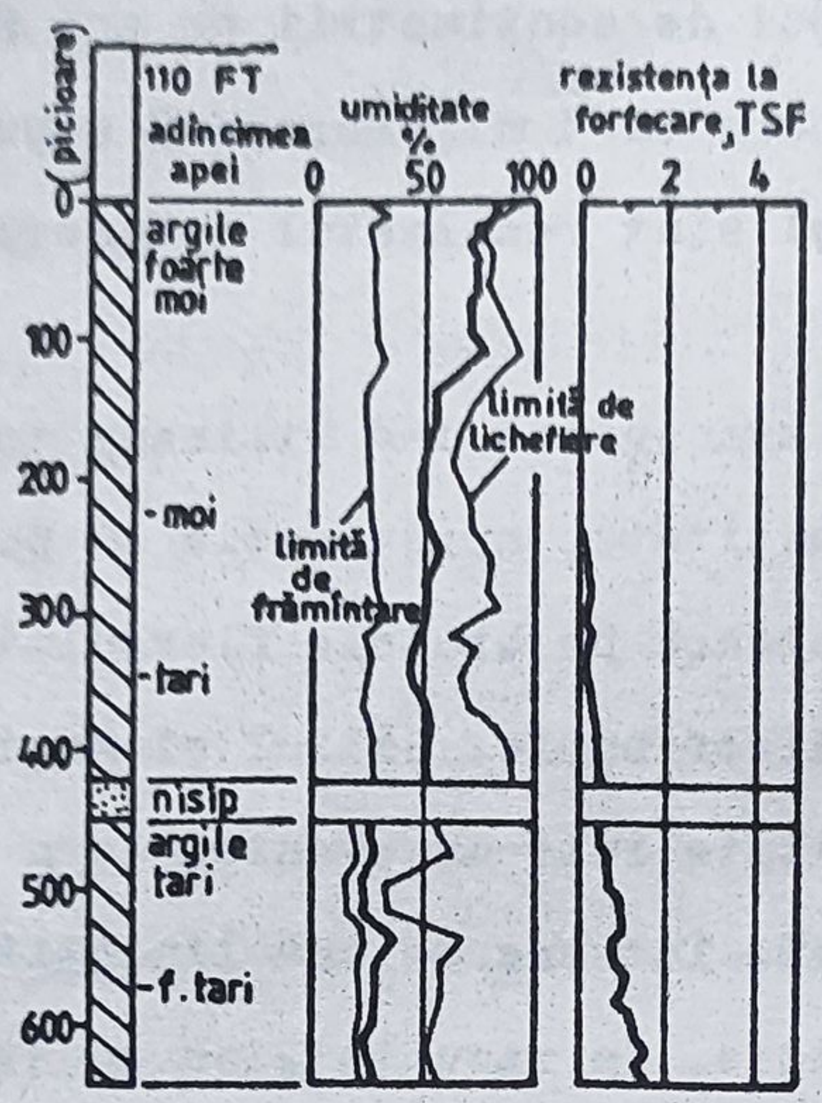


Fig. 1.8. Foraj pe canalul de sud al fluviului Mississippi (după B. Mc Clelland ş.a.)

Figura 1.8 redă conţinutul în apă şi date privind rezistenţa la forfecare bazate pe un foraj făcut la mică distanţă de gura braţului Svouth Pass. Roca, pe o adîncime de aproximativ 100 m este alcătuită din argilă moale, subconsolidată asociată deltei existente în prezent. Argilele de dedesupt sînt normal consolidate cu trecere la supraconsolidate şi sînt asociate unor delte mult mai vechi. Acest foraj, notat A este inclus în secţiunea redată în Fig. 1.7, o secţiune aproximativ paralelă cu South Pass. Sînt caracteristice două orizonturi de nisip cu cochilii. Orizontul inferior, mai gros, acoperă argile şi nisipuri oxidate ie vîrsta interglaciară (Prairie-Sangman). Orizontul superior de nisip cu cochilii este mai subţire, discontinuu şi puternic distorsionat (de vîrsta Wisconsinian tîrziu). Ambele reprezintă un material nisipos cu cochilii depus în apele golfului atunci cînd acesta s-a ridicat în timpul ultimelor două fluctuaţii ale nivelului mării. O întrerupere a pachetului de roci din unitatea superioară a fost adusă de mişcarea în sus a argilei prodeltaice, anume de un strat de circa 100 m grosime de material puţin consolidat, dezvoltat ca o intruziune diapirică. Adesea aceste intruziuni apar la suprafaţă ca insule sau mici zone de mîl în suprafaţa deltei.

Importante pentru alcătuirea structurilor de coastă sînt suprafeţele de self care primesc depozitele deltaice active tipice formate din materiale moi, adeseori subconsolidate, depozite

care sînt nu numai depuse ca strate compacte, dar duc la deplasări de material pe lateral, sau în cazul unor diapire de mîl, la deplasări în sus pe verticală. Ca urmare condiţiile de fundare pe selfuri sînt nesigure şi se schimbă în lungul coastei. Falieri, mişcări de alunecare, linii de concentrare a sedimentelor, curgeri de mîl şi mişcări relative de depozite sînt consecinţa modului în care depozitele deltaice se acomodează la fluxul rapid de sedimente aduse de rîu.

Coleman şi Wright au analizat o cantitate considerabilă de informaţii privind delta de pe întreaga suprafaţă a globului, informaţii care sînt foarte folositoare inginerului geolog cu privire la variabilitatea terenurilor deltaice din lungul ţărmurilor. O clasificare folositoare a deltelor este următoarea: delte predominant influenţate de fluvii, predominant influenţate de valuri, şi predominant influenţate de regimul tidal. Prima categorie este alcătuită predominant din argile, a doua este în principal din nisipuri, şi a treia categorie se remarcă printr-o variabilitate deosebit de mare. Deltele cu aport predominant fluviatil, cum este cea aparţinînd fluviului Mississippi sînt printre depozitele actuale cele mai numeroase formînd acumulări holocene majore ce aparţin selfului actual. Ca o generalizare de interes este faptul că turbe cu grosimi mari sînt de aşteptat să apară ele făcînd parte din depozitele deltaice în zonele cu climat tropical, strate subţiri cu compoziţie organică sînt de aşteptat în zonele cu climat temperat şi evaporite în alternanţă cu argile şi nisipuri sînt de aşteptat să apară în zonele cu climat arid.

1.4.2. SELFURI RELICTE (R)

Evenimentul geologic cel mai profund şi mai ambiguu care a afectat sedimentele aflate pe primii 10 pînă la 100 m de la suprafaţă pe selful de pe întregul mapamond îl consti-

tue mişcările tectonice cele mai recente de ridicare şi coborîre a nivelului mării, mişcări ce au avut loc în ultimii 30 000 pînă la 5 000 ani. Suprafaţa mărilor a coborît cu circa 150 m, expunînd la o eroziune subaeriană o suprafaţă mai mare decît ceia ce este azi suprafaţa selfului, fenomen însoţit de coborîrea nivelului hidrostatic, deshidratare şi oxidare. In lungul ţărmurilor respective s-au dezvoltat păduri dese şi în general o vegetaţie bogată. Fauna aparţinînd pericadei glaciare s-a răspîndit pe selful expus şi şi-a lăsat urmele, azi dragate ocazional de pe fundul oceanelor în apă mai mică de 100 m.

Acum aproximativ 17000 ani glaciaţiunea continentală a început încet să se retragă şi suprafaţa oceanelor a început să se ridice. Odată cu ridicarea nivelului apelor, s-a reactivat sedimentarea s-au format bariere de coastă care în unele zone delimitează lagune sau mlaştini, sau plaje nisipoase cu scoici în lungul noilor ţărmuri. Atunci cînd ridicarea nivelului apei s-a oprit pentru perioade mai lungi de timp, a existat tendinţa ca să se dezvolte terase marine cu o multitudine de forme morfologice şi învecinate cu depozite caracteristice unor formaţiuni actuale de ţărm.

Aceste sedimente au fost denumite "relicte" şi se estimează că însumează 70% din suprafaţa selfului de pe întreg mapamondul, cu o extindere mai mare sau mai mică de la o zonă la alta.

In figura 1.9 este redată harta elementelor morfologice de pe coasta midatlantică, sînt indicate o serie de elemente relicte înconjurate de rocile selfului. Canalele unor rîuri care cîndva se extindeau traversînd selful împădurit şi acum sînt acoperite cu sedimente holocene au fost cartate sau deduse. Sînt indicate delte care s-au format şi au fost abandonate cînd nivelul apelor s-a ridicat sau a scăzut. Masive alcătuite din bare de nisip, lăsate de migraţia graduală către continent a gurilor de golf pe

măsură ce nivelul apelor a crescut formează zone semnificative în lungul multor canale. Existenţa coastelor şi rîpelor se crede că arată perioade de rămînere la cotă fixă a apelor în cadrul ridicării generale din Holocen, ele sînt marcate prin contururi batimetrice apropiate.

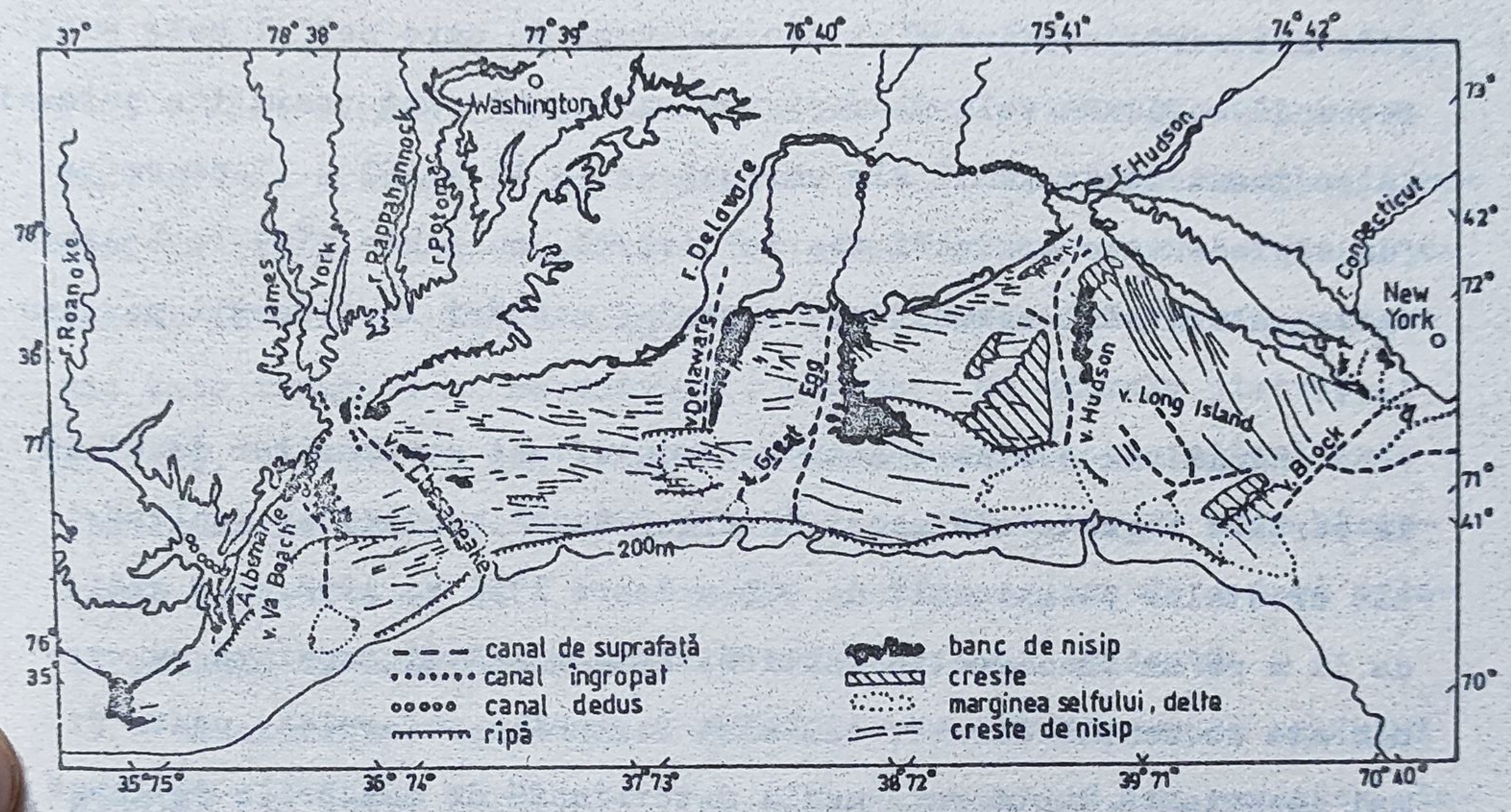


Fig. 1.9. Elemente morfologice relicte aparţinînd coastei atlantice (după B. Mc Clelland ş.a.)

Nefăcînd parte strict din reţeaua depozitelor relicte, dar în mod definitiv legate de acestea sînt suprafeţele de nisip netede sau vălurite care acoperă multe din selfurile continentale. Stratele de nisip au fost gîndite ca fiind depuneri erozionale (reciclate), depuneri de ţărm ce au fost puse în loc pe parcursul ridicării nivelului apelor, dar de la momentul formării multe au fost mutate prin procese marine mai recente. Valuri de nisip apar pe multe din selfurile aflate la latitudini medii sau nordice.

Cele mai bine studiate sînt cele ce aparţin Mării Nordului şi Coastei Atlantice limitrofe Statelor Unite. Un cîmp deosebit de vast acoperit cu valuri de nisip se găseşte pe coasta Olandei în

"cîrligul danez", unde valurile de nisip ("megaripple") cresc pînă la înălţimi de 25 picioare (825 cm). In Carolina, Virginia, New Jersey şi pe coasta Noii Anglii, ele au fost cartate şi studiate în amănunt. Prezintă lungimi de la 1 la 10 mile. Ordinul de mărime al înălţimilor este în general între 10 şi 60 de picioare (3-20 m), cele mai mari înălţimi sînt tipice zonei în care selful este subţire, unde acţiunea valurilor şi regimul tidal sînt resimţite puternic de sedimentele de fund. Ele variază de la 15 la 50 m. Topografia fundului de mare poate fi foarte diversă, cu pante pînă la 6 grade. Unele valuri sînt asimetrice, sugerînd mişcări în direcţii particulare.

Studii de evaluare a transportului net a valurilor de nisip în părţile înguste ale zonei "Georges Bank" au indicat deplasări ale crestelor pe mai mult de 300 m între 1930 şi 1958 cu o medie de 11 m pe an în direcţie vestică. Rata mişcării asociată cu evenimente de scurtă durată, cum sînt furtunile puternice, poate fi mai importantă decît rata medie determinată de mişcările de lungă durată.

Valurile nisipoase sînt formate din sedimente relicte în varietăţi de la sol organic şi turbă pînă la nisipuri îndesate. Un val, descris de Ch.R. Kolb, constă din nisip şi fragmente de scoici pe primele 15 picioare de la suprafaţă. Sub aceste depozite este un nisip argilos prăfos şi 20-30 picioare de argilă organică moale. Prafurile şi nisipurile se crede că au fost depuse către continent pe suprafeţe adăpostite de o plaje barieră.

Depozitele relicte aflate la adîncimile cele mai mari apar în canale (backfilled channels), care cîndva traversau selful subaerian, dar grosimea maximă a depozitelor de acest gen probabil nu depăşeşte 30 m (100 picioare). In amplasamentul Atlantic Generating Station, de exemplu, aproximativ 12 m de sedimente re-

licte sînt parţial suprapuse pe o unitate subţire aparţinînd Pleistocenului, care la rîndul ei stă pe roci precuaternare. Simbolul R/P/PQ este din acest motiv potrivit pentru a indica tipurile de rocă pînă la o adîncime de 150 m.

1.4.3. SELFURI GLACIARE (G)

Se estimează că circa 15% din selful de pe mapamond a fost cîndva complet sau parţial acoperit de gheaţă, sau a fost direct afectat de o sedimentare glacio-fluvială sau glacio-marină în timpul Pleistocenului. Poate cel mai important efect al acestor pături de gheaţă continentală, din punct de vedere geotehnic este transportul materialului grosier, de exemplu pietriş, prundiş, blocuri de piatră spre zonele de mare puţin adîncă unde procesele de transport aluvial şi deltaic nu le-ar fi adus niciodată. Dificultatea de a face foraje geotehnice sau de a forá piloţi coloană în asemenea materiale grosiere este evidentă.

O explorare geotehnică amplă a fost făcută asupra selfului glacial din Marea Nordului. Zona a fost acoperită, în repetate rînduri de paturi de ghiaţă de-a lungul Pleistocenului. Pe unele suprafeţe mîluri holocene de grosimi variabile şi nisipuri relicte maschează roci glaciare. Funduri marine stîncoase de mari suprafeţe continuă Insulele Britanice pe lîngă coasta de vest a Mării Nordului.

In timpul Pleistocenului, zona Mării Nordului (Fig. 1.10) a fost subiect pentru cîteva înaintări şi retrageri a păturilor continentale de ghiaţă care se mişcau spre Scandinavia. Coborîrea nivelului apei cu aproximativ 150 m a afectat aproape în întregime selful Mării Nordului, cînd pătura de ghiaţă a avansat, erodînd sedimente marine care au fost depozitate în timpul perioadei interglaciale precedente în care apele erau la cote ridicate. Cu toate că istoria mişcării gheţurilor, este puţin înţeleasă, se

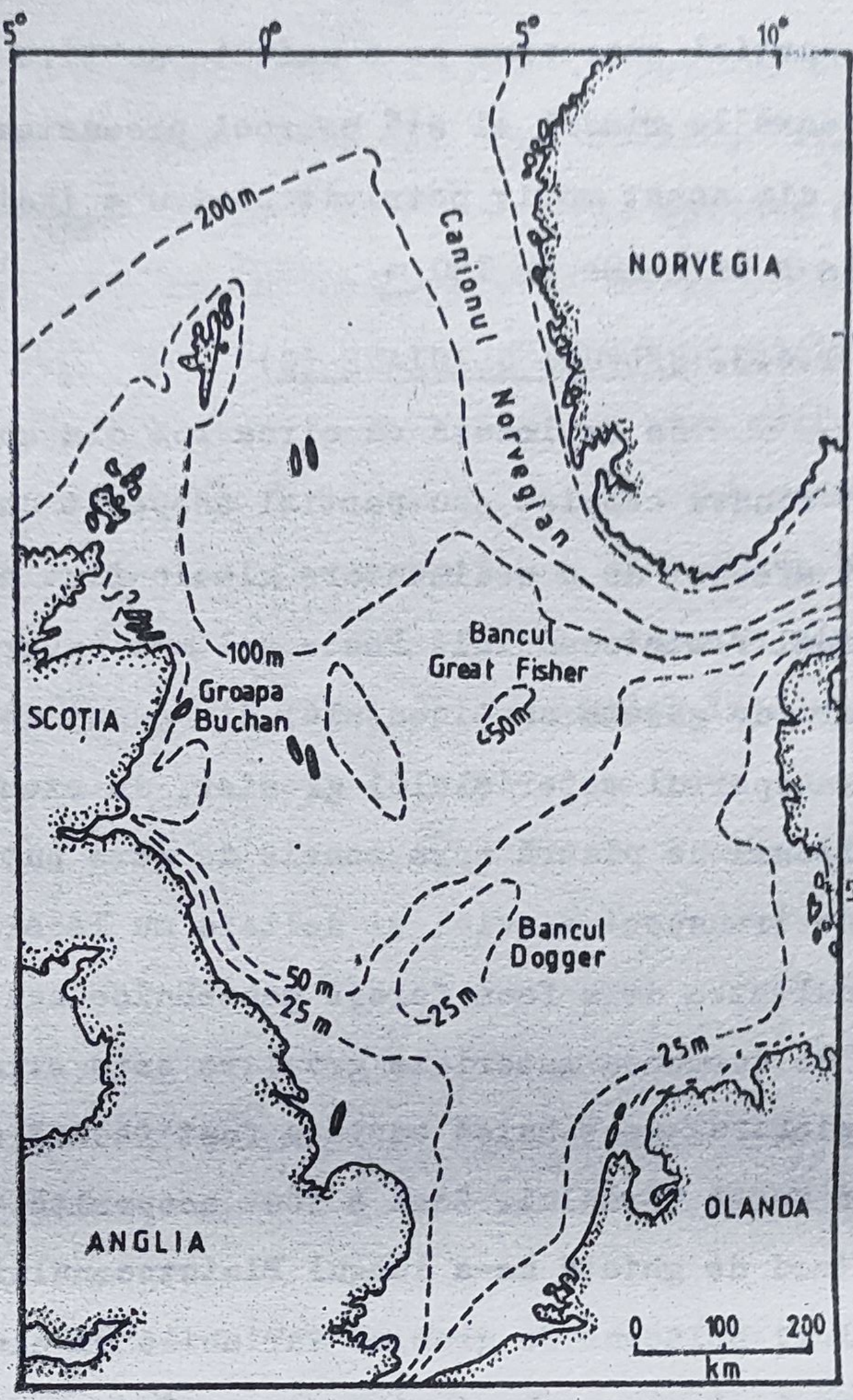


Fig. 1.10. Selful Europei nord-vestice, o arie expusă pe parcursul perioadelor glaciare (după B.Mc Clelland ş.a.)

poate afirma că pe parcursul cîtorva etape glaciare gheaţa s-a mişcat, traversînd partea expusă a selfului Mării Nordului pînă la ceea ce este acum Marea Britanie. Gheaţa a lăsat în urmă un strat neregulat de depozite glaciale, de exemplu, argile cu pietriş şi blocuri, depozite care au fost supraconsolidate de greutatea gheţii. De asemenea ea a lăsat aglomerări de pietriş şi blocuri în morene terminale sau recesionale atunci cînd în mod spora-

dic gheaţa începe să se retragă şi a mai lăsat mîluri normal consolidate glaciolmorenice şi resturi grosiere între ariile morenice. Detritusul glacial conţinut sau antrenat de gheaţa plutitoare, după topirea acesteia, a contribuit la formarea unor depozite îndinţate. Ceea ce complică efortul de corelare a rezultatelor forajelor geotehnice în domeniul marin pe anumite amplasamente sînt canalele neregulate tăiate în depozitele glaciare vechi şi în depozitele preplaistocene şi umplute atunci cînd ghiaţa s-a topit cu sedimente mai tinere din punct de vedere geologic. In timpul perioadelor interglaciale, sedimentarea marină similară cu aceia din zilele noastre este principalul fenomen. Ca un rezultat al repetatelor avansări şi retrageri a paturilor de ghiaţă pe parcursul Pleistocenului, s-a format un complex sedimentar din alternanţe reprezentînd depozite glaciale, glaciofluviale, glaciomorenice şi sedimente marine adeseori suprapuse unele peste altele.

Un bun exemplu de corelaţie geologică între foraje, bazat pe interpretarea unor profile seismice, este redat în figura 1.11.

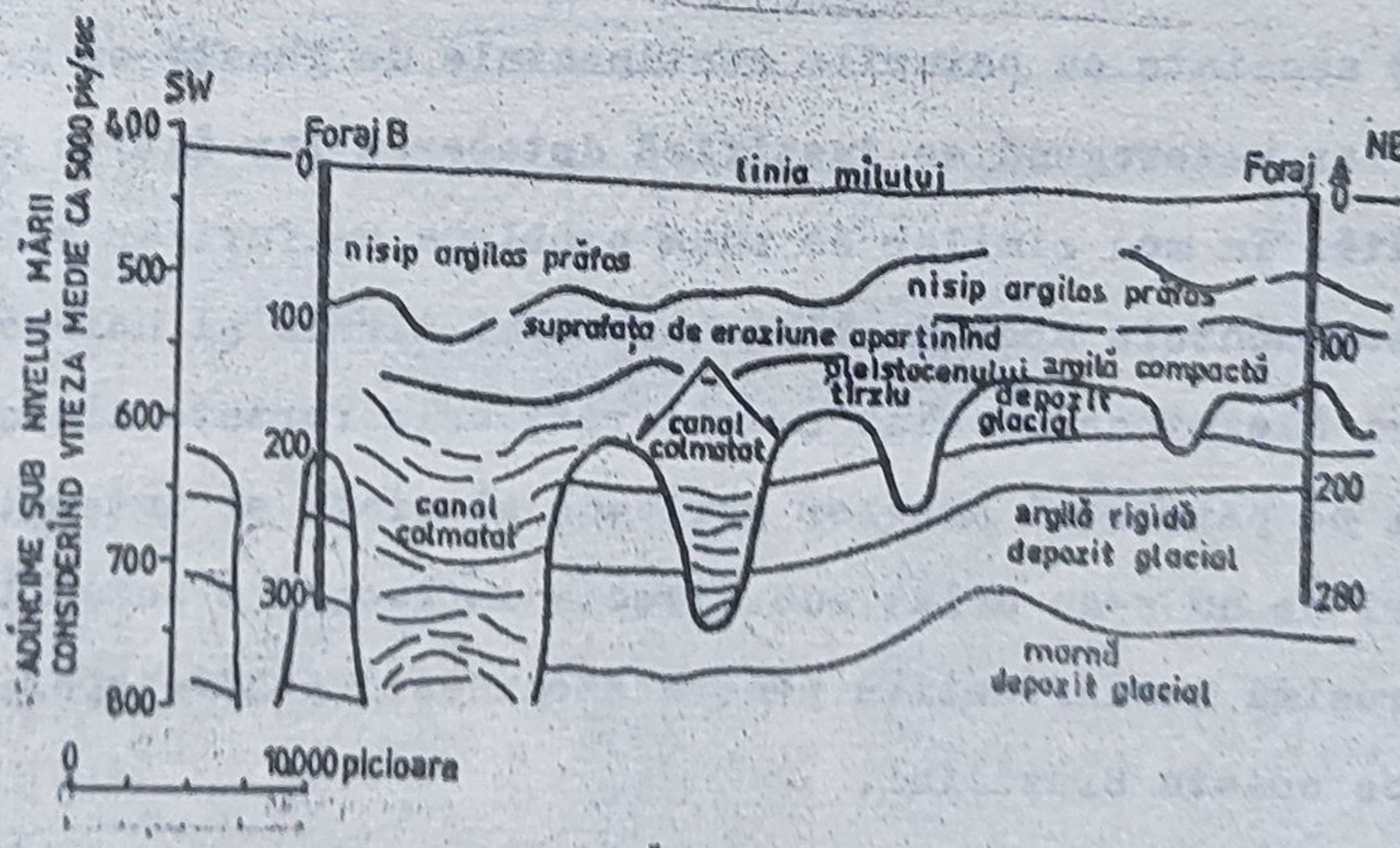


Fig. 1.11. Secţiune geologică aparţinînd golfului norvegian, bazată pe teste geofizice (după Milling)

Date geotehnice cu privire la forajul A sînt redate în figura 1.12. Numai primii 2-3 m, aparţinînd forajului A, au fost datați ca fiind de vîrsta Holocen. Restul succesiunii litologice pe o adîncime de circa 90 m este considerată pleistocena şi este alcătuită din straте cu depozite ce reprezintă sedimente glaciale, glaciomarine şi marine depuse pe parcursul unor perioade glaciale şi interglaciale. De menţionat că din multitudinea de unităţi redate în coloana din extrema dreaptă redată în figura 1.12, unităţile E şi G sînt definite ca supraconsolidate. Acestea au fost interpretate ca aparţinînd unui torent glacial alcătuit din argile şi prafuri foarte tari cu blocuri care s-au format dedesuptul gheţii şi au fost compactate de aceasta. Stratele marine şi glaciomarine apar ca fiind normal consolidate.

1.4.4. SELFURI PLEISTOCENE (P)

Selfurile pleistocene sînt caracterizate prin grosimi semnificative de sedimente depuse în Pleistocen pe selfuri care nu sînt adiacente paturilor continentale de ghiaţă. Selfurile glaciale (G) sînt de asemenea de vîrstă Pleistocenă, dar ele sînt direct asociate cu paturile continentale de gheaţă şi prin componenţa lor heterogenă se justifică detaşarea lor într-o categorie separată. In mod similar se pune problema selfurilor relicte (R), unde sedimentele aparţin Pleistocenului tîrziu şi Holocenului. Selfuri Pleistocene, sînt considerate cele formate din sedimente depuse pe parcursul ambelor perioade glaciale şi interglaciale pe selfuri ce nu s-au aflat sub directa influenţă a paturilor de gheaţă. Grosimi semnificative pentru asemenea depozite apar, de exemplu, pe coasta Braziliei.

Probabil cel mai cunoscut self Pleistocen este cel din Louisiana de vest şi Texas unde s-au făcut sute de foraje geotehnice. Surprinzător, variatele orizonturi geologice din interiorul

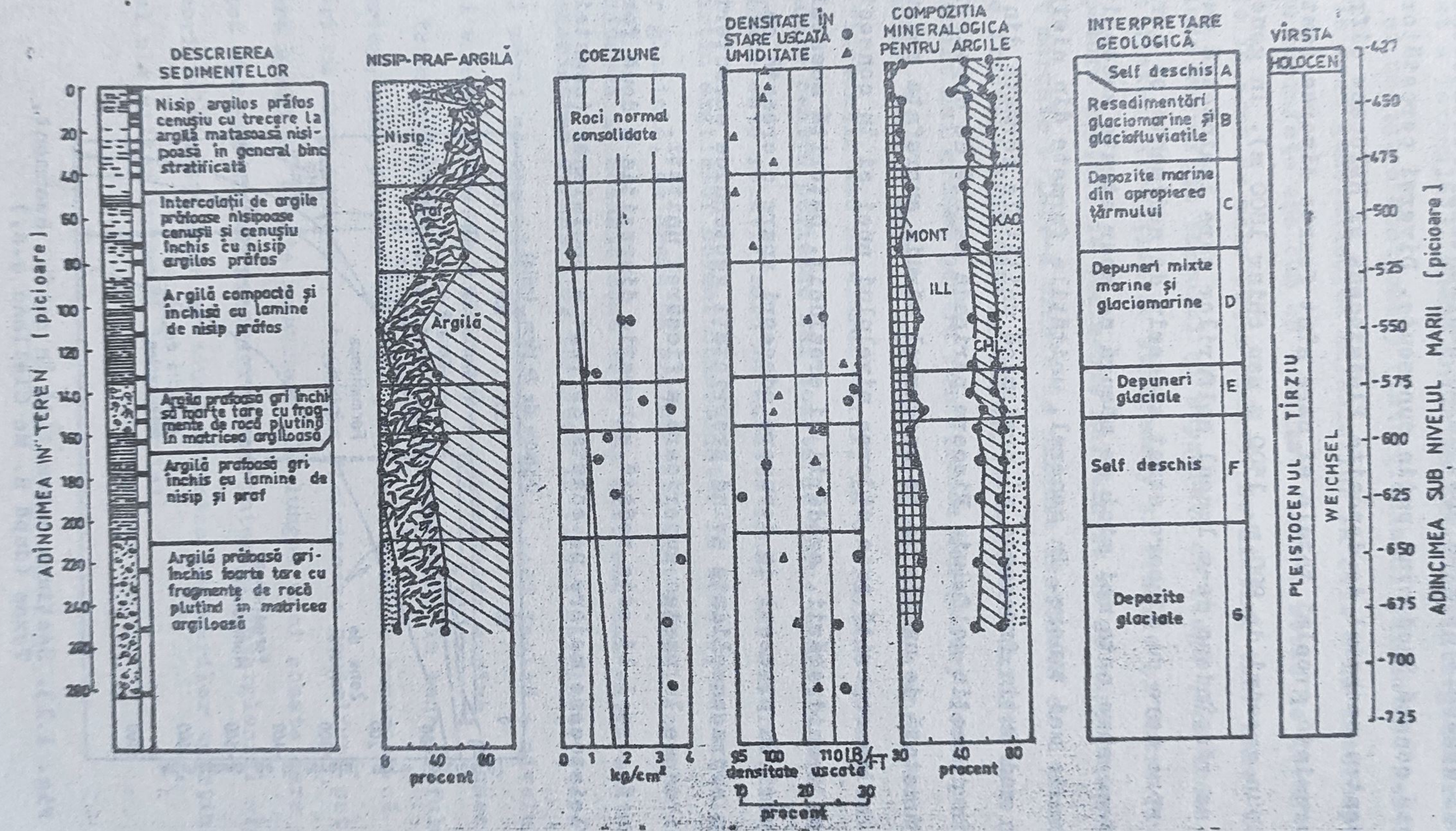


Fig. 1.12. Descriere geologică însoţită de rezultatul unor analize de laborator pe probe luate din forajul A, Fig. 1.11 (după Milling)

pachetului deosebit de gros aparţinînd sedimentelor Pleistocene, pe această coastă încă sînt puţin cunoscute. Diverşi cercetători indică pentru pachetul de depozite Pleistocene şi Holocene cifre care reprezintă grosimi totale şi care sînt foarte diverse (astfel se presupun grosimi de 900 m, 1500 m sau chiar 1800 m). In general acestea se răspîndesc de-a lungul selfurilor care înaintează mai departe spre mare cu fiecare strat succesiv de sedimente şi care se arcuiesc spre cote mai mici pe măsură ce apar strate succesive de sedimente mai tinere. In general, unităţile formate din nisipuri devin mai puţin frecvente şi predomină unităţile formate din argile în direcţia golfului. Fiecare perioadă majoră de depuneri a fost punctată de un hiatus pe parcursul căruia suprafaţa selfului a fost descoperită prin căderea nivelului apei şi în consecinţă supusă deshidratării, oxidării şi eroziunii. Datorită acestei întreruperi în procesul de depunere adeseori apare o creastă cu depozite supraconsolidate avînd proprietăţi geotehnice caracteristice, şi anume la partea superioară a fiecărei unităţi.

In figura 1.13 este redată schematic dispoziţia a două formaţiuni Pleistocene majore pe coasta de vest a Louisianei (coastei

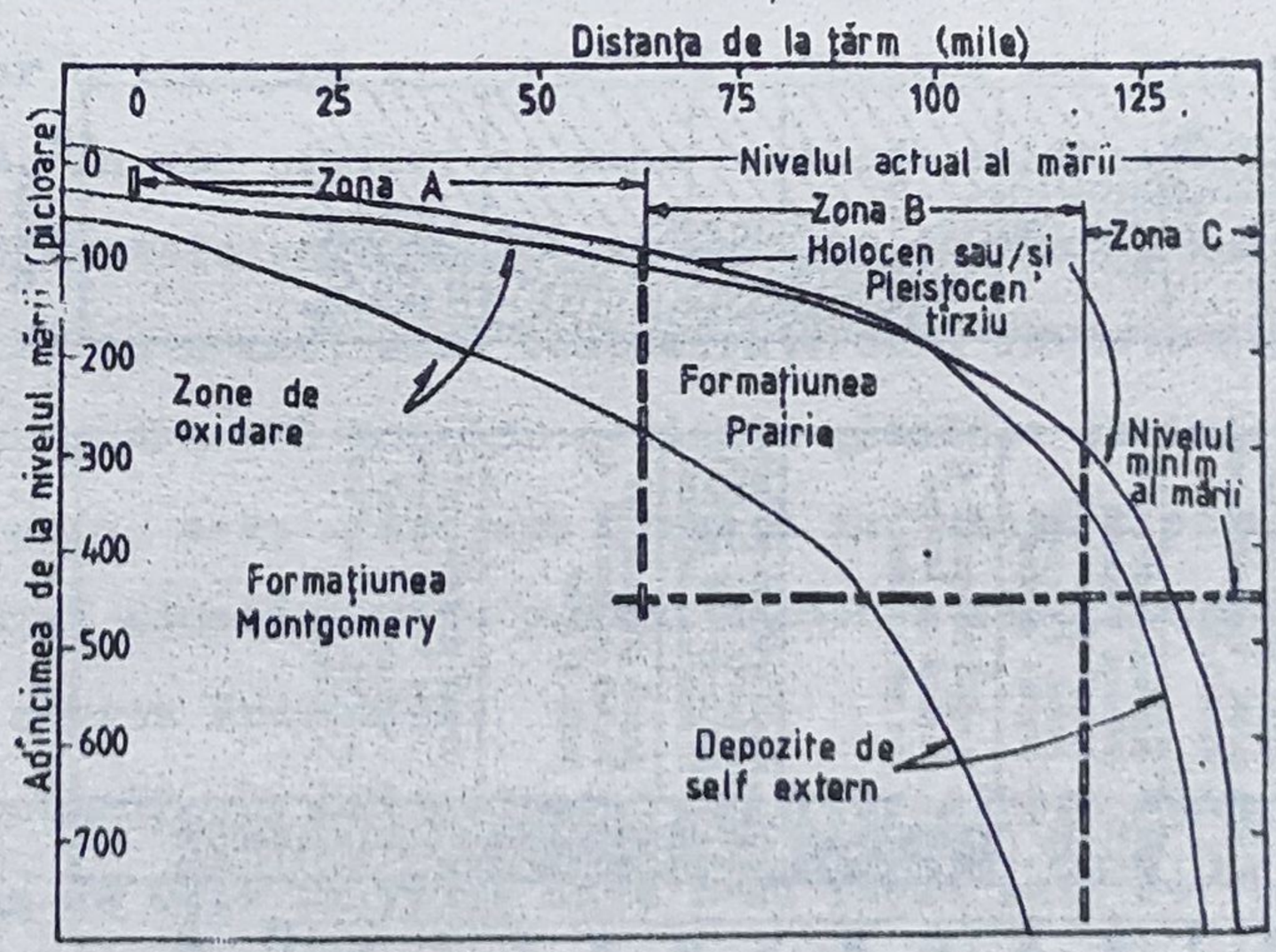


Fig. 1.13. Secţiune schematică în şelful Beaumont, Texas (după B. Mc Clelland ş.a.)

de est a Texasului), anume unitatea Prairie (interglaciarul Sangamon) şi unitatea Montgomery (interglaciarul Yarmouth). Secţiunea are la bază generalizarea adîncimilor la care s-au interceptat aceste suprafeţe aşa cum au rezultat dintr-o serie de foraje efectuate în zona de mare puţin adîncă. Se disting trei zone. Zona A include suprafaţa ţărmului şi suprafaţa de lîngă ţărm unde contactele dintre formaţiunile Montgomery şi Prairie şi între Prairie şi pătura supţire de sedimente mai tinere ce se suprapun peste ea, sînt marcate printr-o crustă de oxidare distinctă cu o coeziune care frecvent depăşeşte 1,5 daN/cmp. Această zonă oxidată este în mod obişnuit mai groasă pentru formaţiunea Montgomery decît pentru Prairie. Zona B este la adîncime ceva mai mare a apei, zonă expusă la fluctuaţii ale nivelului mării, la o eroziune subaeriană şi la oxidare pentru perioade mai scurte de timp. Apariţia unei cruste oxidate este relativ rară în această zonă, iar deformaţiile minime aparţin argilelor normal consolidate. In zona C, sub nivelul mărilor glaciale, se crede că sedimentele sînt normal consolidate. Depozitarea în această zonă este mai mult sau mai puţin continuă, cu predominarea depunerilor terigene în timpul nivelelor joase ale apei mării şi apariţia în perioadele de cotă înaltă a nivelului mării a unei creşteri a proporţiei depozitelor marine. Alunecările de teren subacvatice, mişcările de materiale în zona selfului exterior, sînt procese aproape continue. Trebuie remarcat că acumulări cu mare grosime de depozite Pleistocene pe selfuri pot să apară numai pe coaste secundare. În lungul unei coaste care se ridică sau stă pe loc produsele unui interval interglacial sînt adesori înlăturate prin eroziune înaintea depunerilor aparţinînd unui alt viitor interval interglacial.

1.4.5. SELFURI PRECUATERNARE (PQ)

Depunerile precuaternare cele ce au avut loc în sute de milioane de ani în timp geologic anterior Pleistocenului, variază de la roci care sînt la fel de consistente ca şi cele mai tari argile holocene la cele mai tari şi mai rezistente roci. Argilele de sub straturile de cărbuni din Pensylvania (cu vechime de 300 milioane ani) sînt exemple de terenuri foarte vechi, ce pot fi surprinzător de slabe. Lignitul şi şisturile argiloase pot să formeze strate relativ slabe în formaţiunile precuaternare. Cu toate acestea apariţia lor este destul de rară. Rocile precuaternare sînt de obicei supraconsolidate şi intercalate cu roci tari, sau, depinzînd în general de vîrsta geologică, constau aproape în întregime în ceea ce inginerul geolog poate clasifica drept stîncă.

Selfurile continentale aparţinînd Georgiei şi Carolinei sînt exemple bune în care terenurile precuaternare formează majoritatea sedimentelor de fund marin sau sînt acoperite de un strat subţire de sedimente actuale. Aceste terenuri, intercalate cu calcare şi alte strate de rocă, ating grosimi de mii de picioare şi sînt strate sursă pentru posibile iviri de hidrocarburi pe selful continental din Atlanticul de sud. Roci sedimentare neconsolidate există pe self pe o adîncime de circa 100 m sub linia mîlului, dar sedimentele Eocene care se aştern dedesupt constau în principal din calcare. De notat este faptul că Oligocenul este considerat ca fiind format din argilă numită "ooze". Termenul ooze folosit aici desemnează un conţinut mare de apă. Uşurinţa cu care s-au obţinut carote sugerează o argilă sau o argilă prăfoasă destul de compactă care este în apropierea punctului de litificare.

1.4.6. SELFURI SAPATE IN STINCA (X)

Selfuri alcătuite în întregime din stîncă sînt rareori printre acele selfuri care sînt interesante pentru prospecţiuni de petrol şi gaze. Selfurile constituite din roci magmatice şi metamorfice sînt surse inprobabile de hidrocarburi. Roci sedimentare, cum sînt calcarele şi gresiile, sînt interesante din punct de vedere al hidrocarburilor, dar sînt puţine selfuri pe care astfel de strate formează fundul marin. Stînca poate forma o zonă semnificativă cu grosimi de 150 m de la suprafaţă într-un anumit self continental, dar de cele mai multe ori este acoperită cu o pătură de sedimente neconsolidate de grosimi variabile.

Pe unele suprafeţe de self, actualmente stînca formează fundul de mare. Asemenea cazuri au fost descrise pe zonele adiacente insulelor Japoneze şi Coreene, pe coasta Chinei şi Taivanului, pe marginile Mării Nordului, în vestul Vietnamului, pe coasta Santa Barbara în California, în zona Africii de sud-vest (după B.Mc Clelland, 1985).

In exemplele menţionate mai sus roca de obicei se extinde la adîncimi mari. Totuşi există alte situaţii în care roca formează numai un strat subţire de suprafaţă, depozitele Pleistocene sau chiar cele holocene s-au litificat datorită ivirilor de apă subterană bogată în calciu provenit din izvoare arteziene subacvatice existente în lungul selfului. O serie de astfel de funduri marine au fost cartate pe coasta Carolinei de Sud în Giorgia - Florida.

Izvoare ascensionale provenite din ape de adîncimi au dat naştere şi la un alt fenomen observat şi înregistrat, în particular pe selful Floridei. Au fost identificate mici depresiuni care au fost asociate cu izvoare subacvatice. Brooks, descrie un izvor de mare puţin adîncă, o cavitate la 5 km de ţărm pe plaja Crescend în Florida. Izvorul este de circa 300 picioare în diametru şi are

o adîncime maximă de 140 picioare sub nivelul selfului. Adîncimea apei este de circa 60 picioare. Izvoarele străbat un material afînat, grosolan aparţinînd calcarului de Ocala şi localizat la circa 100 picioare sub linia nămolului. Pyle şi alţii discutînd asemenea depresiuni în selful carstic din vestul Floridei, au luat în considerare problemele de fundare posibile date de sedimentele moi care umplu asemenea cavităţi. Izvoarele arteziene de apă prin roci moi granulare sau negranulare pot influenţa negativ proprietăţile de deformabilitate a sedimentelor de fund marin . Condiţiile carstice constituie probleme potenţiale în zonele cu roci carbonatate expuse în perioadele de mare puţin adîncă.

Distribuţia fundurilor stîncoase de mare sau a zonelor în care stratele de stîncă se crede că au grosimi semnificative reprezentînd primele 500 picioare (circa 150 m) de la suprafaţa selfului, rămîne aleatorie şi distribuţia redată în figura 1.6 se bazează aproape în întregime pe deducţie. O generalizare utilă este aceea că funduri de mare stîncoase sînt de aşteptat a fi întîlnite în lungul selfurilor înguste active, unde rocile au fost prăbuşite, contorsionate şi s-au mişcat în jos prin împingerea de adîncime a plăcilor oceanice de sub plăcile continentale. Selfurile lungi şi înguste ce delimitează coasta de vest a Americii de Nord şi Sud sînt exemple de selfuri active unde prezenţa stîncii este de aşteptat. Pe lîngă acestea parte din cele mai mari rîuri ale lumii, intră în mare în lungul unor coaste active, şi sedimentele cuaternare sînt din această cauză subţiri sau absente în lungul unor astfel de coaste.

Probabil că cele mai bune concluzii care se pot trage cu privire la probabilitatea de extindere a stîncilor pe primii 150 m de la suprafaţă aparţinînd selfului continental se bazează pe extinderea către mare a condiţiilor geologice cunoscute în lungul coastelor.

1.4.7. SELFURI DIN ZONE DE INGHET (F)

Existenţa terenurilor îngheţate, permafrosturi, lentile de gheaţă, şi factorii specifici temperaturilor joase din zonele de latitudini înalte pun probleme specifice pentru inginerul geolog. Atîta timp cît terenul rămîne îngheţat, el are capacităţi portante excelente, dar proprietăţile sale sînt diminuate mult cu creşterea temperaturii şi, dacă terenul este dezgheţat, proprietăţile sale se pierd în aşa măsură încît nici sarcinile uşoare nu pot fi suportate. Terenurile prăfoase sînt în mod special susceptibile la separare prin formarea unor lentile de gheaţă, care atunci cînd se topesc, pot transforma terenul într-un noroi cu portanţă mică sau fără portanţă.

Permafrostul (definit ca teren care a rămas sub 0° C continuu pentru mai mult de doi ani) se extinde de la suprafaţă pînă la mari adîncimi. De exemplu pe o adîncime de 1050 picioare există permafrost în Alasca, capul Simpson şi cu o grosime de 2000 picioare este întîlnit în Siberia. Cu toate acestea, probabilitatea ca permafrostul să apară în zona de mare puţin adîncă este considerată mică în condiţii normale. In anul 1960 şi în anul 1970 Mac Kay şi alţii au observat că permafrostul pe self se poate extinde pe adîncimi considerabile pe parcursul expunerii acestuia în Pleistocen.

Primele indicaţii privind ocurenţa unor sedimente cimentate prin îngheţ s-au obţinut cu ajutorul forajelor făcute pe mare puţin adîncă în Marea Beaufort de către APOA (Arctic Petroleum Operators Association). Ei au întîlnit lentile de gheaţă la adîncimi de circa 150 picioare sub fundul de mare. Molochuskin a pus în evidenţă teren îngheţat sub Marea Lapteev din Siberia la adîncimi de apă de mai mult de 1000 picioare. Samson şi Tordon au găsit pămînt îngheţat sub golful Deception în Quebecul de nord.

1.4.7. SELFURI DIN ZONE DE INGHET (F)

Existenţa terenurilor îngheţate, permafrosturi, lentile de gheaţă, şi factorii specifici temperaturilor joase din zonele de latitudini înalte pun probleme specifice pentru inginerul geolog. Atîta timp cît terenul rămîne îngheţat, el are capacităţi portante excelente, dar proprietăţile sale sînt diminuate mult cu creşterea temperaturii şi, dacă terenul este dezgheţat, proprietăţile sale se pierd în aşa măsură încît nici sarcinile uşoare nu pot fi suportate. Terenurile prăfoase sînt în mod special susceptibile la separare prin formarea unor lentile de gheaţă, care atunci cînd se topesc, pot transforma terenul într-un noroi cu portanţă mică sau fără portanţă.

Permafrostul (definit ca teren care a rămas sub 0° C continuu pentru mai mult de doi ani) se extinde de la suprafaţă pînă la mari adîncimi. De exemplu pe o adîncime de 1050 picioare există permafrost în Alasca, capul Simpson şi cu o grosime de 2000 picioare este întîlnit în Siberia. Cu toate acestea, probabilitatea ca permafrostul să apară în zona de mare puţin adîncă este considerată mică în condiţii normale. In anul 1960 şi în anul 1970 Mac Kay şi alţii au observat că permafrostul pe self se poate extinde pe adîncimi considerabile pe parcursul expunerii acestuia în Pleistocen.

Primele indicaţii privind ocurenţa unor sedimente cimentate prin îngheţ s-au obţinut cu ajutorul forajelor făcute pe mare puţin adîncă în Marea Beaufort de către APOA (Arctic Petroleum Operators Association). Ei au întîlnit lentile de gheaţă la adîncimi de circa 150 picioare sub fundul de mare. Molochuskin a pus în evidenţă teren îngheţat sub Marea Lapteev din Siberia la adîncimi de apă de mai mult de 1000 picioare. Samson şi Tordon au găsit pămînt îngheţat sub golful Deception în Quebecul de nord.

Shearer şi colaboratorii au descris numeroase movile care formează fundul de mare în Marea Beaufort, movile pe care le-au interpretat ca fiind "pingoes" (lentile de gheaţă cu dimensiuni mari). In teren aceste forme adeseori apar la zeci de picioare sub terenurile înconjurătoare, unde forajele au întîlnit lentile de ghiaţă groase cu dispoziţie neregulată şi roci saturate cu gheaţă.

Studiile efectuate pe selful Beaufort au folosit foraje şi metode geofizice pentru a detecta şi carta permafrostul. Figurile 1.14 şi 1.15, redau rezultatele unor astfel de lucrări. Marginea

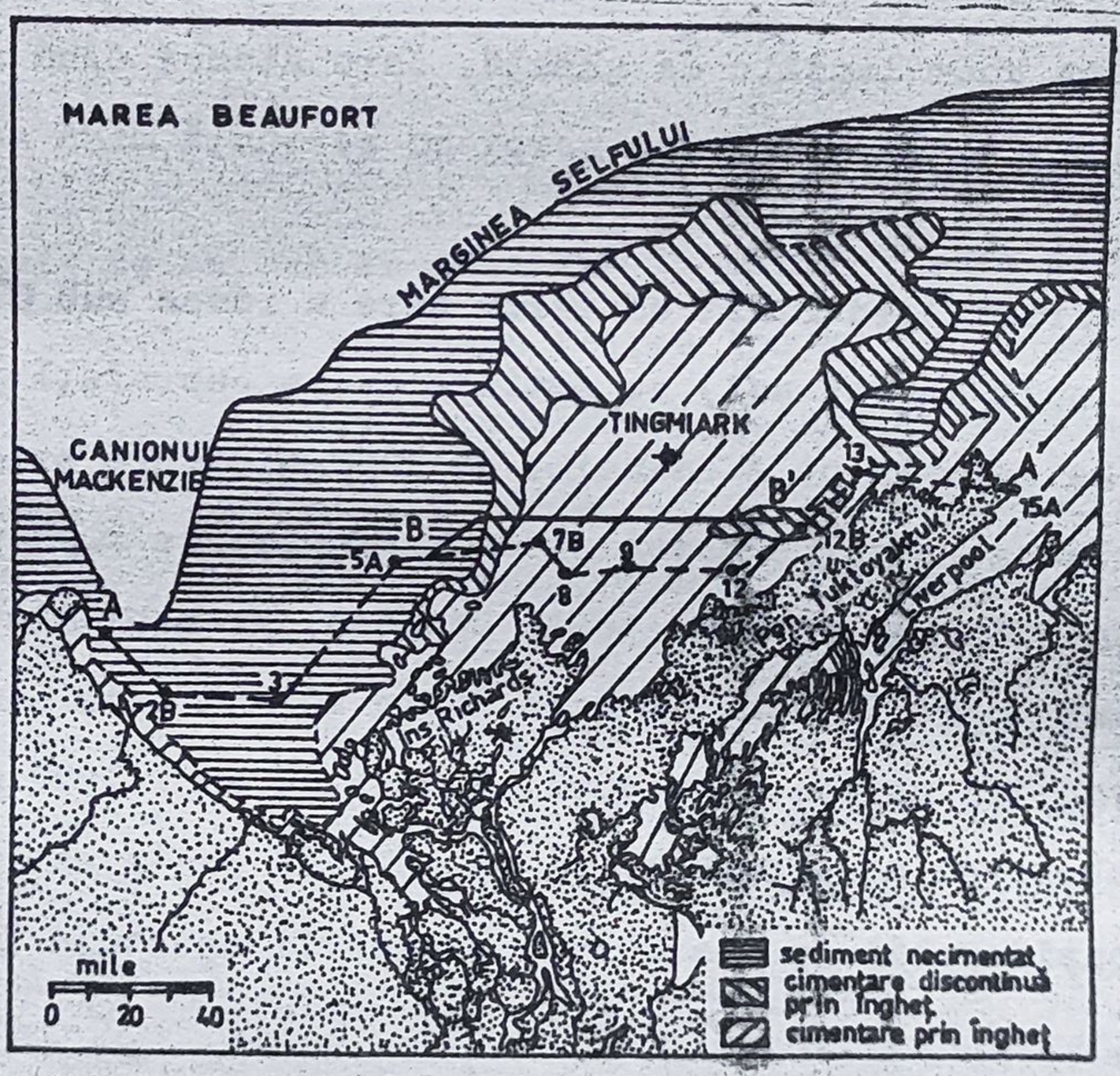


Fig. 1.14. Distribuţia sedimentelor cimentate prin îngheţ la ţărmul Mării Beaufort (după Hunter ş.a.)

selfului în aceste zone se află la aproximativ 100 de mile de ţărm. Linia de cotă minimă, Canionul Mac Kenzie, probabil corespunde cu gura rîului Mac Kenzie, din timpul Pleistocenului. Forajele din ape mici făcute pentru studiul APOA au fost completate cu foraje suplimentare, cum ar fi acela numit "Tingmiark". Numeroase profile

acustice efectuate la interfaţa apă-teren au traversat zona, viteze mari ale undelor seismice au fost determinate ca fiind caracteristice pentru permafrostul legat de gheaţă. In figura 1.14 pe baza acestor date, se disting următoarele areale diferite: suprafaţa deltei Mac Kenzie şi partea exterioară a selfului sînt în principal formate din sedimente în care nu există gheaţă (necimentate prin îngheţ); o zonă îngustă, neregulată cu sedimente subţiri şi discontinue legate prin gheaţă şi o zonă mai largă ce urmăreşte ţărmul unde sedimentele cimentate prin îngheţ sînt continue. Linia puternic neregulată care marchează orizontul cimentat prin îngheţ, în lungul liniei de prospecţiune seismică B-B', este redată în figura 1.15.

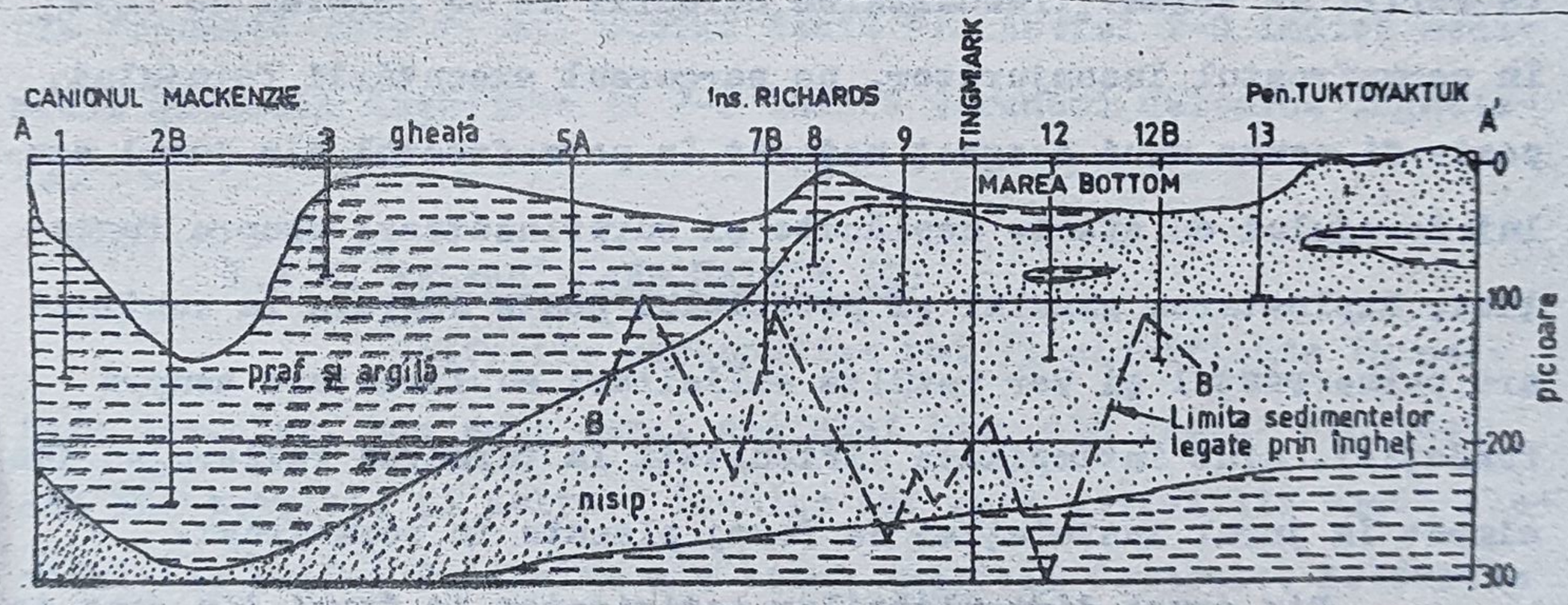


Fig. 1.15. Secţiune est-vest la Marea Beaufort
(după Hunter ş.a.)

Figura 1.15 redă rocile din fundamentul selfului continental al Mării Beaufort. Silturi şi argile deltaice probabil de vîrstă Holocen sau Pleistocen tîrziu, formează o pană groasă de sedimente în delta Mac Kenzie şi în gura canionului Mac Kenzie. Nisipuri, probabil Pleistocene, se găsesc sub prafuri şi argile. Acestea la rîndul lor stau pe o altă unitate formată din praf şi argilă, întîlnită în forajul Tingmiark care a mers pînă la 300 picioare adîncime.

Deoarece permafrostul de sub apa mării există la temperaturi de numai cîteva grade sub temperatura de îngheţ, este mult mai susceptibil la degradare termală decît terenurile echivalente de pe ţărm. Dragări sau alt fel de perturbaţii ale sedimentelor superficiale pentru plasarea unor structuri pe fundul mării, pot schimba regimul termal, pot fi cauza dezgheţării lentilelor de gheaţă sau a sedimentelor legate prin îngheţ şi se ajunge la serioase scăderi ale portanţei. Forarea şi în general amplasarea piloţilor în permafrost cere o tehnică specială şi pune probleme ce nu sînt comune în proiectarea fundaţiilor. Topirea liantului sedimentelor legate prin îngheţ poate duce la tasări, reîngheţarea duce la măriri de volum. Transmiterea căldurii de la noroiul de foraj în permafrostul înconjurător, pe parcursul executării forajului, poate fi cauza unui dezgheţ neqorit în permafrostul din jurul axului forajului cu efecte neplăcute şi surprinzătoare asupra fundaţiei. Exploatarea gazului şi petrolului poate degrada în continuare permafrostul şi vor rezulta solicitări suplimentare asupra fundaţiei. Sînt întîmpinate dificultăţi la turnarea radierului din ciment în jurul instalaţiei de foraj plasate în permafrost.

Din cauza dificultăţilor activitatea de foraj din zona de lîngă ţărm în 1976 în Marea Beaufort s-a limitat la 15 foraje efectuate de pe 14 insule artificiale în ape de mică adîncime şi la două foraje făcute de pe nave dotate pentru foraj. Un avantaj al acestor zone ostile este că multe din forajele făcute cu scopuri geotehnice şi de exploatare pot fi făcute pe selful îngheţat pe parcursul lunilor de iarnă.

O altă dificultate majoră care afectează exploatările de petrol şi gaze de la latitudini superioare este mişcarea continuă a gheţii. Au fost deschise un mare număr de şanţuri în Marea Breaufort, care au fost fără îndoială formate prin migraţia gheţii.

Adîncimea medie a şanţurilor este în jur de 6 picioare, dar atinge şi 20 de picioare şi tinde să devină mai mare în apă mai adîncă. Mişcări de migrare cu intensitate maximă apar în ape cu adîncimi de 50 pînă la 150 picioare, şi efectul predominanţei mişcărilor gheţii asupra oricăror suporţi de structuri pe sau în apropierea fundului de mare la această adîncime de apă este o serioasă problemă de proiectare.

In figura 1.6 sînt indicate selfuri de pe mapamond unde este posibil să apară sedimente legate prin îngheţ. Intrucît s-a introdus un factor depinzînd de climă într-o clasificare a selfurilor în principal după criterii geologice şi geomorfologice, notaţia folosită este F- mai curînd decît F/. Astfel F-G indică sedimente glaciale îngheţate şi F-D indică terenuri deltaice îngheţate.

1.4.8. SELFURI CARBONATICE (C)

Selfurile carbonatice pot fi clasificate în selfuri deschise, cum este cazul selfului larg din vestul Floridei sau Yucatanului, şi selfuri închise cum este selful din sudul Floridei sau selful Belizelor din estul Americii Centrale. Selfurile închise au bariere continue sau semicontinue la marginile lor dinspre larg, bariere ce restrîng circulaţia sau acţiunea valurilor în laguna adiacentă selfului. Selful deschis este caracterizat prin depunerea unei cantităţi mai mari de nisipuri carbonatice, iar selfurile închise printr-o proporţie mai mare de mîl calcaros, terigen.

Mărimea particulelor carbonatice este foarte diversă şi anume de la particule argiloase care alcătuiesc mîlurile calcaroase pînă la resturile de corali şi moluşte uriaşe cu diametre de mai mulţi zeci de centimetrii. Pe selfurile interioare predomină moluştele, ocidele şi briozoarele, pe selfurile exterioare

şi la marginea selfului devin predominante algele coraligene, peloidele, litoclastele fecaloide şi foraminiferele. Extinderea maximă şi o dezvoltare importantă au selfurile carbonatice situate între meridianele ce marchează latitudinea de 30 N şi 30 S. Totuşi sedimente carbonatate apar de asemenea, uneori în proporţii semnificative, în selfuri ce aparţin mărilor din zonele temperate sau polare. O foarte importantă frînă în extinderea selfurilor carbonatice o constituie aportul de mîluri terigene aduse pe self de sistemele fluviatile de mare amploare.

Depozitele holocene aflate pe selfurile carbonatice au grosimi variabile de la cîţiva inci pînă la circa 30 m, media fiind probabil mult mai mică. Grinsburg şi James au raportat depozite holocene cu grosimi mai mari de 50 picioare în reciful exterior aparţinînd Floridei, de la 25 la 60 picioare pe reciful bariera Belize, şi de circa 60 picioare în Australia pe reciful Great Barrier. Ei citează o grosime de 400-500 picioare formată din depuneri carbonatate atribuite Pleistocenului şi întîlnite în foraje făcute pe reciful Great Barrier. Acolo unde selfurile carbonatate sînt în poziţie fixă de o perioadă relativ lungă în timp geologic, sedimente carbonatate pre-Cuaternare stau la baza depozitelor carbonatate Pleistocene şi depozite calcaroase se pot extinde la mari adîncimi. Depunerile carbonatice se schimbă radical în lungul suprafeţelor datorită proceselor de subsidenţă sau de ridicare, de eroziune sau depoziţionale. In multe zone sedimentele carbonate au fost depuse pe suprafeţe vechi de eroziune. De exemplu în vestul Floridei, depozite carbonatate Holocene subţiri acoperă calcarele carstice de Ocala cu grosime mare de vîrsta Eocen. Lîngă Bombay, strate conţinînd sedimente carbonate holocene acoperă bazaltele care formează roca de bază, fiind sub calcare pe o întindere apreciabilă.

Depozitele carbonatate holocene sînt în mod caracteristic moi şi conţin puţine orizonturi litificate. Prin contrast, litificarea predomină în stratele mai adînci şi mai vechi. Totuşi excepţiile sînt numeroase. Exemple interesante privind litificări recente ale depozitelor carbonatate incluzînd cutii de bere încorporate în gresii calcaroase pot fi citate pe cîteva suprafeţe aparţinînd zonei "Gulf Coast". Mc Clelland, Agarwal et al. prezintă date geotehnice interesante deduse din foraje făcute în Golful Persic şi pe coasta de vest a Indiei.

Există o diferenţă semnificativă între comportarea piloţilor plasaţi în nisipuri carbonatice în comparaţie cu piloţii plasaţi în nisipuri silicioase. Deşi ele pot să aibă o granulozitate similară cu a nisipurilor silicioase şi un unghi de fricţiune de 35° sau mai mult, fără deosebire faţă de nisipurile silicatate, nisipurile carbonatate dovedesc capacităţi portante mult inferioare. Această comportare este atribuită în parte slăbiciunii interne specifice carbonatului de calciu în comparaţie cu silicea, de exemplu densitatea minerală este 3 şi respectiv 7. Introducerea piloţilor prin foraj în sedimente carbonatate se face prin întîmpinarea unei rezistenţe scăzute. Un factor îl constitue faptul că cimentarea particulelor carbonatate începe curînd după depunere fără să aibă loc o schimbare semnificativă de densitate. Un pilot forat într-un astfel de material sparge particulele carbonatice moi care au luat contact cu pilotul şi deplasează o parte din acest material spre formaţiunile poroase adiacente. Este probabil ca formaţiunile avînd o cimentare parţială, răspund numai cu o foarte mică presiune laterală asupra pilotului.

* * *

Intrucît platformele de foraj marin, utilităţile necesare depozitelor, conductele şi structurile adiacente au devenit numeroase şi răspîndite pe suprafaţa selfului la scară mondială, există o acumulare corespunzătoare în informaţii disponibile cu privire la caracteristicile primului pachet de depozite, cu grosimi pînă la 150 m, depozite ce alcătuiesc selfurile. Sistemul de clasificare propus de Mc Clelland pentru depozitele de self este destinat să cuprindă datele acumulate, date geotehnice foarte diverse, cum sînt: capacităţi portante aferente unor fundaţii, interacţiunea sol-infrastructură, rezistenţa la săpare, etc., în interiorul categoriilor ce se departajază în mod logic. Această clasificare împarte selfurile în deltaice, relicte, glaciale, Pleistocene, pre-Cuaternare, stîncoase, carbonatate şi sub îngheţ. Este evident, că folosind această schemă, o clasificare dual㠄 sau uneori triplă este necesară pentru a caracteriza o anumită arie a selfului. Astfel o secvenţă deltaică îngheţată este clasificată ca F-D. Sedimente Pleistocene depuse pe stîncă pe parcursul primilor 150 metri aparţinînd selfului sînt clasificate ca P/R, etc.

O hartă preliminară şi cu un caracter foarte general descrie la scară mondială zona de self şi clasifică selfurile în concordanţă cu schema anterior prezentată - harta este prezentată în figura 1.6. (B.Mc Clelland, M.D. Reifel, 1985).

B I B L I O G R A F I E

ANASTASIU N. (1988), Petrologie sedimentară, Editura tehnică, Bucureşti.

COTET P. (1973), Geomorfologia României, Editura tehnică, Bucureşti.

LAZARESCU V. (1980), Geologie fizică, Editura tehnică, Bucureşti.

Mc CLELLAND B., REIFEL D.M. (1985), Planning and design of fixed offshore platforms, Van nostrand reinhold company, New York.

PANA I. (1987), Geologie marină, Editura Universităţii din Bucureşti.

PAULIUC S., DINU C. (1985), Geologie structurală, Editura tehnică, Bucureşti.

ROSS A.D. (1976), Introducere în oceanografie, Editura ştiinţifică şi enciclopedică, Bucureşti.

SMOLDIREV E.A. (1982), Metodica şi tehnica lucrărilor de cercetare geologică marină, Traducere din limba rusă, Editura tehnică, Bucureşti.

2. METODE DE INVESTIGARE GEOTEHNICA UTILE PENTRU DEPOZITELE ACTUALE DIN ZONA LITORALA SI DE SELF

Prin studii de teren se obţin date directe asupra stratigrafiei, petrografiei şi rezistenţei depozitelor. Ele au ca scop şi recoltarea unor probe reprezentative, cît mai puţin tulburate, care urmează a fi analizate în laborator (după efectuarea încercărilor expeditive pe vas).

2.1. ADAPTARI ALE METODELOR CLASICE DE INVESTIGARE

2.1.1. Recoltarea probelor

In principiu, se pot recolta probe de suprafaţă, în special pentru cercetări sedimentologice şi probe de adîncime, geotehnice.

Există următoarele tipuri importante de aparatură pentru colectarea probelor: dispozitive de dragare (adîncimi de investigare de ordinul zecilor de centimetrii); dispozitive de rupere a rocii (graifere sau bene); carotiere gravitaţionale (se înfig datorită greutăţii proprii şi adîncimea de investigare este de 2-3 m); prelevatoare cu dispozitive amplasate pe fundul mării; instalaţii de foraj de pe vas; dispozitive autonome pe interfaţa sediment-apă.

Probele de suprafaţă se recoltează relativ uşor fără cheltuieli mari, dar aduc indicaţii în general puţin importante asupra proprietăţilor mecanice ale depozitelor.

In principiu, draga are aspectul unui cilindru cu diametrul mare, închis la unul din capete. Dragele sunt destinate colectării de probe de roci prin tîrîre lentă pe fundul oceanului.

Graiferele, colecteazã numai probe de suprafaţă care pot fi disturbate în momentul probării. Datorită greutăţii sale, în general mici, acest dispozitiv este utilizat mai ales în ape puţin adînci, de exemplu pe platforma continentală. Proba se poate pierde dacă între fălcile graiferului se fixează fragmente de roci sau alte obiecte mai mari.

Dispozitivele de carotaj lucrează prin introducerea forţată în sediment a unui tub carotier vertical lung, uneori dublat de un tub de plastic interior. Cel mai simplu dispozitiv de carotaj este carotierul gravitaţional. Acesta constă dintr-un tub cu greutăţi la capătul superior, pătrunderea în sediment datorîndu-se propriei sale greutăţi. Cu acest carotier se pot obţine carote scurte, de numai 2-3 m.

In vederea realizării unor carote mai lungi, B. Kullenberg a construit carotierul cu piston (Fig. 2.1). In interiorul tubului carotier al acestui dispozitiv există un piston care are rolul de a reduce fricţiunea, utilizînd presiunea hidrostatică existentă în cursul operaţiei de carotare. In acest mod se pot colecta carote cu lungimea pînă la 30 m.

Un dispozitiv de carotaj ingenios este carotierul cu cădere liberă. Acest aparat nu este ataşat de navă cu cablu, ci este lăsat să cadă liber. Cînd carotierul atinge fundul, pătrunzînd în sediment, sunt eliberate nişte sfere plutitoare de sticlă care se ridică spre suprafaţă, antrenînd dublura de plastic a tubului în care se află carota. Avantajele acestui carotier sunt: se pot colecta numeroase carote într-un interval scurt de timp; poziţia carotierului poate fi stabilită cu exactitate faţă de anumite caractere ale fundului mării.

De exemplu, dacă se intenţionează să se ia o carotă într-un canion submarin cu carotier gravitaţional sau cu piston, mai

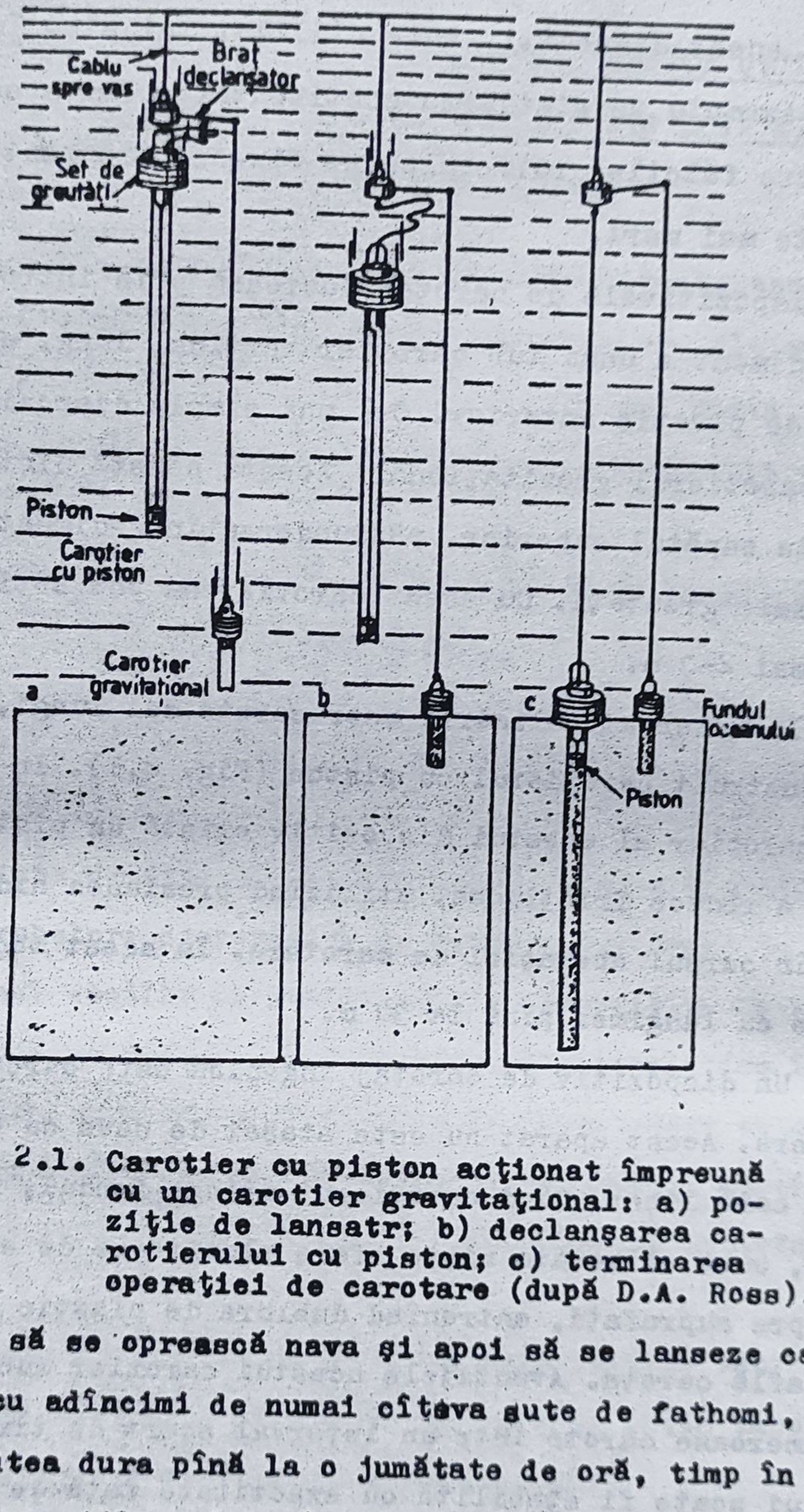


Fig. 2.1. Carotier cu piston acţionat împreună cu un carotier gravitaţional: a) poziţie de lansatr; b) declanşarea carotierului cu piston; c) terminarea operaţiei de carotare (după D.A. Ross).

întîi trebuie să se oprească nava şi apoi să se lanseze carotierul. Chiar în ape cu adîncimi de numai cîţeva sute de fathomi, această operaţie ar putea dura pînă la o jumătate de oră, timp în care, sub acţiunea curenţilor şi a vîntului, nava ar deriva îndepărtîndu-se de canion. In timpul coborîrii, carotierul însuşi ar putea fi afectat de curenţi şi deviat de la ţinta sa. Carotierul cu cădere liberă poate fi lansat rapid chiar din mersul navei, cînd aceas-

ta se află deasupra zonei care trebuie probată. Coborîrea sa este suficient de rapidă pentru a nu fi afectată de curenţi.

Probe prelevate prin vibroforare cu dispozitive amplasate pe fundul mării se obţin cu aparatele de tip Vibrocorer cu adîncimi de penetrare de ordinul a 8-10 m. In Fig. 2.2. este redată schema de principiu pentru un vibrocorer fabricat curent de compania suedeză Borros AB, companie specializată în echipament geotehnic. In comparaţie cu alte echipamente disponibile, cel mai mare avantaj al acestei aparaturi este că nu cîntăreşte mult şi poate fi utilizată pe vase mici, ceia ce reduce costul testărilor.

Probele de adîncime se pot recolta cu dispozitive autonome pe fundul mării sau prin intermediul unor instalaţii de foraj de pe vas.

In primul caz se foloseşte o aparatură complicată de tipul NCEL Remotely Controlled Seafloor Corer, care îşi asamblează singură trenul de tije pe fundul mării.

Prelevarea de pe vas se face după schema de principiu din Fig. 2.3. In figura 2.4. sunt redate două vase echipate în scop geotehnic.

In general tubul carotier este constituit dintr-o ţeavă de oţel laminată. In cazul în care proba este păstrată în tub există pericolul coroziunii interioare, care conduce la dezvoltarea unei adeziuni între peretele tubului şi probă, care face dificilă scoaterea probei fără a fi tulburată. De asemenea, în condiţiile specifice mediului marin pot apare schimbări chimice în probă cu efecte semnificative asupra proprietăţilor inginereşti ale depozitelor. Pentru prevenirea acestor dezavantaje, carotierul poate fi acoperit cu un lac tratat cu inhibitori de coroziune. O soluţie mai bună, dar mai scumpă, este folosirea unor carotiere din oţel inoxidabil.

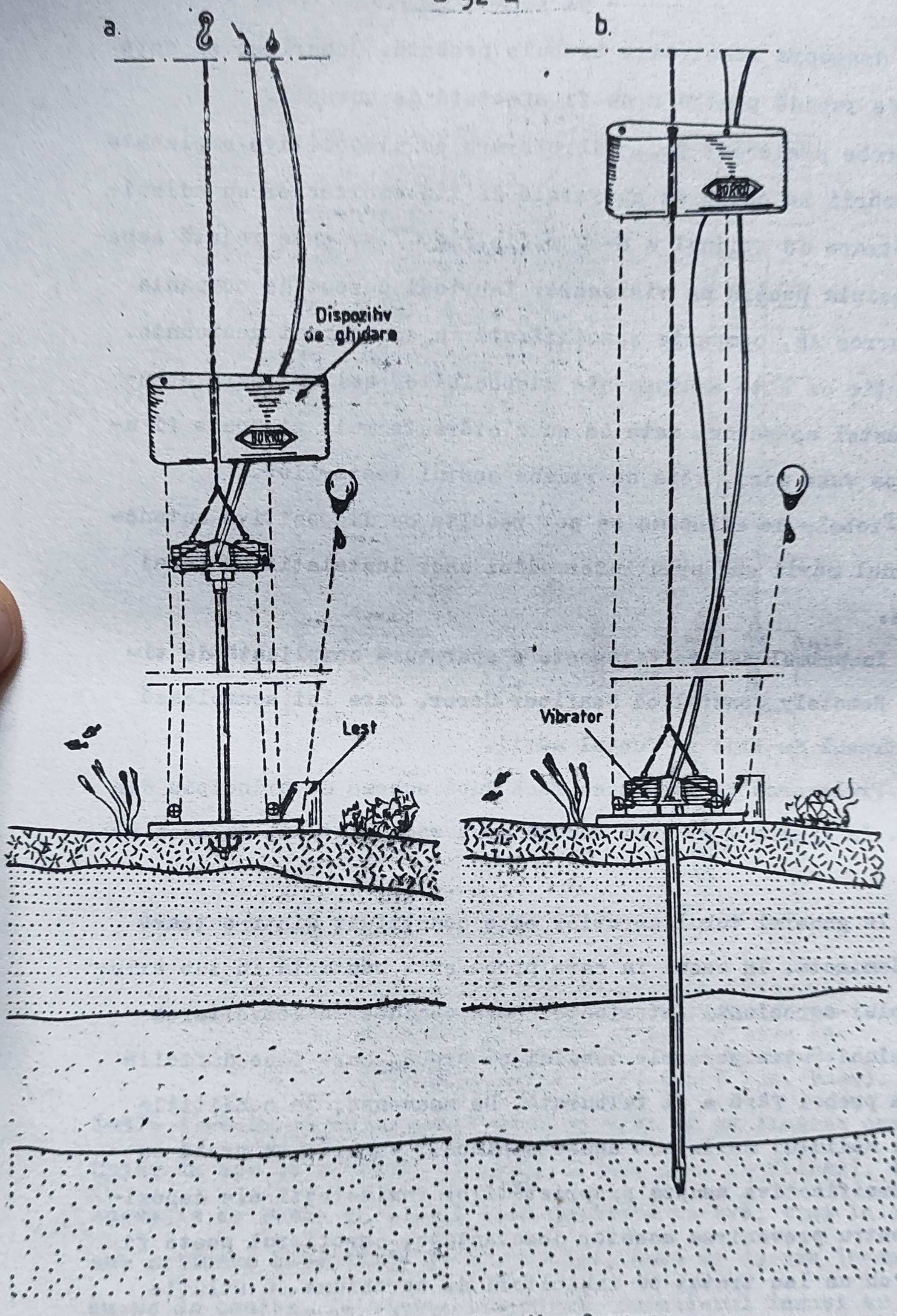


Fig. 2.2. Prelevator prin vibroforare:
a) poziţionarea în amplasament;
b) adîncime maximă de carotaj.
(după J. Haamer).

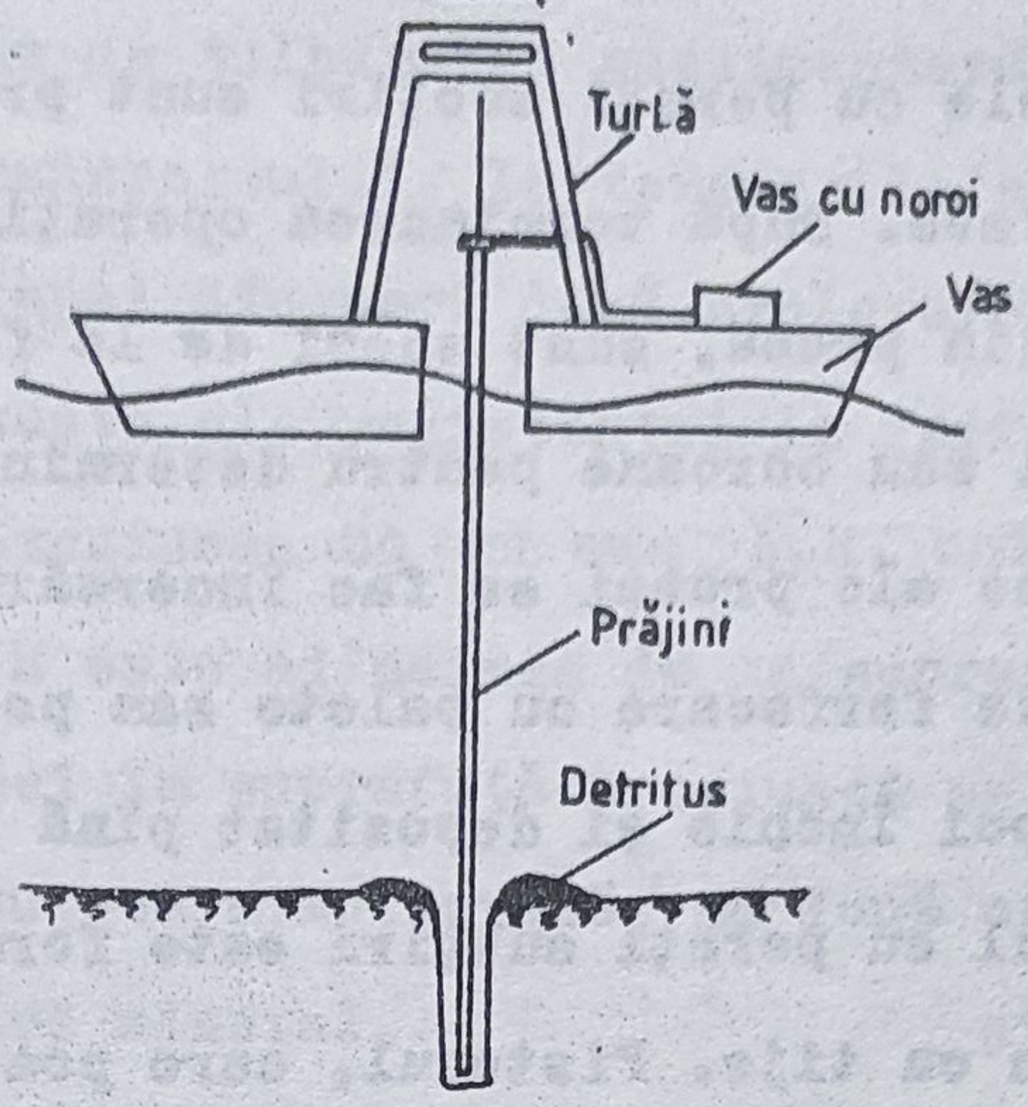
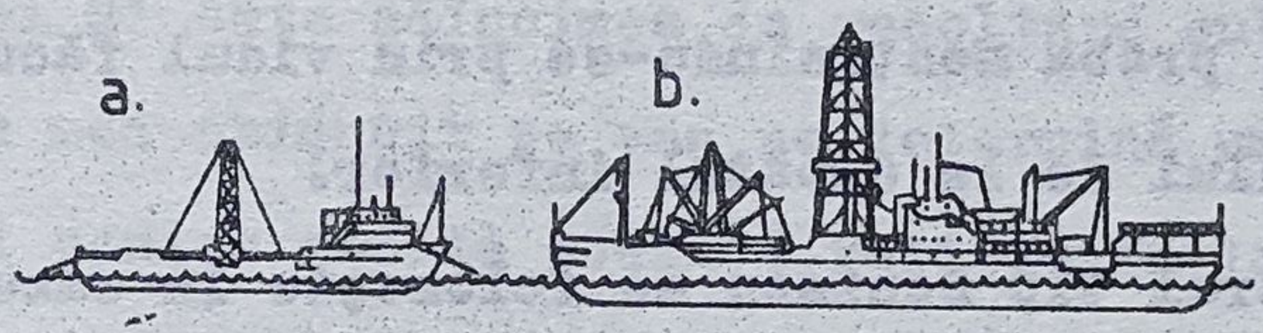


Fig. 2.3. Schemă de principiu privind prevelarea de pe vas.



Lungime	185 picioare (56,4 m)	325 picioare (99,1 m)
Deplasament	199 tone	5950 tone
Înălțimea sondei	53 picioare (16,2 m)	108 picioare (32,9 m)
Adîncime foraj	2500 picioare (762 m)	3500 picioare (1076 m)
Echipaj	16	35
Staționare	4 ancore	poziționare dinamică
Bazin central	2,5 picioare (0,76 m)	27 picioare (8,3 m) × 24 picioare (7,3 m)

Fig. 2.4. Vase de foraj geotehnic: a) barcă cu echipament portabil; b) vas echipă pentru foraj (după Mc. Clelland și M.D. Reifel).

Carotierele cu pereţi subţiri sunt presate în teren cu o viteză de 5-15 cm/sec. După terminarea operaţiilor de prelevare, aproximativ 2 cm din probă, sunt scoşi de la fiecare capăt şi se păstrează în pungi sau borcane pentru determinările de identificare. Pe feţele plane ale probei se fac încercări expeditive cu ajutorul aparatului de forfecare cu palete sau penetrometrul de buzunar. Tubul este apoi închis şi depozitat pînă la expediere.

Carotierul cu pereţi subţiri este format dintr-un tub prevăzut cu un piston cu tije. Pistonul, care poate fi blocat în partea inferioară a carotierului, are rolul de a preveni contaminarea probei cu detritus sau noroi în momentul introducerii carotierului în foraj. Cînd se ajunge la cota la care trebuie făcută prelevarea, pistonul se deblochează şi tubul carotier este presat în teren cu 5-15 cm/sec, fără a fi rotit. După terminarea prelevării tubul carotier este extras, proba menţinîndu-se prin vidul făcut de piston şi datorită opritorului de la capătul inferior.

Carotierul tip Denison se foloseşte în cazul depozitelor argiloase mai rezistente şi a celor granulare. Componentele de bază ale acestuia sunt: un tub carotier prevăzut cu sapă, folosit la forarea rotativă şi un tub fix cu cuţit prevăzut cu retinator. In timpul prelevării, tubul interior este presat în teren în timp ce tubul exterior sapă prin rotire, printre cele două tuburi circulă noroiul de foraj.

2.1.2. <u>Incercări fizico-mecanice efectuate pe vas</u>

In paralel cu încercările în situ şi în avans faţă de analizele de laborator geotehnic, probele recoltate trebuiesc descrise cu atenţie şi clasificate geotehnic. Adesecri probele sunt fotografiate, pentru a înregistra detalii semnificative.

Prin efectuarea pe vas a unor încercări asupra probelor prelevate, imediat după aducerea acestora la suprafaţă, se obţin

Carotierele cu pereţi subţiri sunt presate în teren cu o viteză de 5-15 cm/sec. După terminarea operaţiilor de prelevare, aproximativ 2 cm din probă, sunt scoşi de la fiecare capăt şi se păstrează în pungi sau borcane pentru determinările de identificare. Pe feţele plane ale probei se fac încercări expeditive cu ajutorul aparatului de forfecare cu palete sau penetrometrul de buzunar. Tubul este apoi închis şi depozitat pînă la expediere.

Carotierul cu pereţi subţiri este format dintr-un tub prevăzut cu un piston cu tije. Pistonul, care poate fi blocat în partea inferioară a carotierului, are rolul de a preveni contaminarea probei cu detritus sau noroi în momentul introducerii carotierului în foraj. Cînd se ajunge la cota la care trebuie făcută prelevarea, pistonul se deblochează şi tubul carotier este presat în teren cu 5-15 cm/sec, fără a fi rotit. După terminarea prelevării tubul carotier este extras, proba menţinîndu-se prin vidul făcut de piston şi datorită opritorului de la capătul inferior.

Carotierul tip Denison se foloseşte în cazul depozitelor argiloase mai rezistente şi a celor granulare. Componentele de bază ale acestuia sunt: un tub carotier prevăzut cu sapă, folosit la forarea rotativă şi un tub fix cu cuţit prevăzut cu retinator. In timpul prelevării, tubul interior este presat în teren în timp ce tubul exterior sapă prin rotire, printre cele două tuburi circulă noroiul de foraj.

2.1.2. <u>Incercări fizico-mecanice efectuate pe vas</u>

In paralel cu încercările în situ şi în avans faţă de analizele de laborator geotehnic, probele recoltate trebuiesc descrise cu atenţie şi clasificate geotehnic. Adeseori probele sunt fotografiate, pentru a înregistra detalii semnificative.

Prin efectuarea pe vas a unor încercări asupra probelor prelevate, imediat după aducerea acestora la suprafaţă, se obţin

informaţii înainte de tulburarea suplimentară a acestora datorită depozitării şi transportului. In terenurile argiloase, redistribuirea presiunii apei din pori după prelevare poate conduce la modificări importante ale rezistenţei la forfecare. Astfel, în condiţii naturale, presiunea din pori este $\gamma_a H$, unde γ_a este greutatea volumică a apei şi H este adîncimea de la suprafaţa mării. In momentul aducerii probei la suprafaţă presiunea pe conturul acesteia devine identică cu cea atmosferică, cu două efecte previzibile: relaxarea scheletului mineral, şi disiparea presiunii din pori care se produce în timp. Pentru depozitele argiloase (Ip > 15), efectul combinat al celor două fenomene amintite conduce la reducerea rezistenţei la forfecare a probei.

Asupra scheletului mineral acţionează sarcina geologică efectiv - $\gamma' H'$, unde γ' este greutatea volumică în stare submersă a rocilor şi H' este adîncimea de recoltare sub fundul mării.

In mod obişnuit pe vas se determină umiditatea, greutatea volumică şi pentru rocile coezive rezistenţa la forfecare în stare nedrenată şi neconsolidată (U.U.).

Rezistenţa la forfecare în stare nedrenată se determină cu aparatul miniatural de forfecare cu palete, cu penetrometrul de buzunar sau în cel mai bun caz în triaxial.

Se pot face şi "determinări de identificare" cum ar fi limitele de plasticitate şi granulometria.

Incercarea cu penetrometrul de buzunar constă în introducerea în suprafaţa probei aflate în tubul carotier, a unei tije de dimensiuni standard pînă la o adîncime marcată. Rezistenţa se măsoară cu ajutorul unui arc tarat, pe o scală pe care alunecă un cursor. Indicaţiile scalei permit citirea directă a rezistenţei la forfecare în kgf/cmp. Pentru depozitele foarte moi la tija de penetrare se ataşează lărgitoare de arie cunoscută, citirile pe scală urmînd a fi diminuate în consecinţă.

Incercarea cu aparatul de forfecare cu palete, tip miniatură (Torvane). Acest aparat este cel mai mic dintr-o serie de trei, toate avînd acelaşi principiu de funcţionare. Incercarea constă în introducerea în proba aflată în tubul caroţier a unor plăci rigide solidarizate la un ax vertical şi rotirea acestora pînă la forfecarea probei după cilindrul care le circumscrie. Momentul de dislocare la care se produce ruperea se măsoară cu un arc calibrat. Rezultatul testului se citeşte pe o scară gradată direct în unităţi de rezistenţă. In cazul unor depozite foarte moi cu o rezistenţă mare la forfecare se utilizează adaptoare cu alte dimensiuni ale lamelor. In figura 2.5. sunt prezentate corelaţiile între rezultatele obţinute cu aparatul de forfecare cu palete şi cu aparatura clasică, mai complicată de laborator. Se remarcă observaţiile deosebit de utile rezultate din această încercare, cu condiţia ca ea să fie efectuată corect.

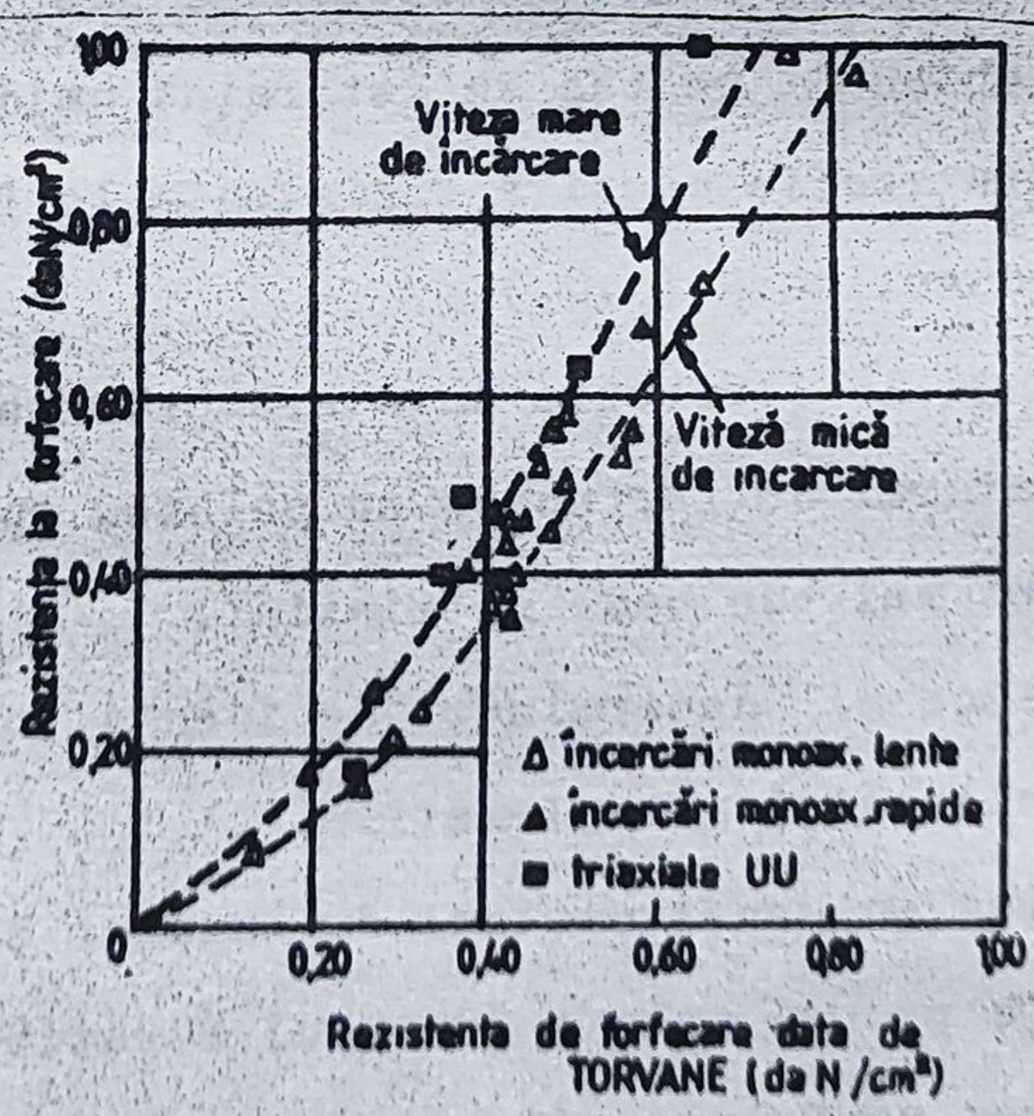


Fig. 2.5. Corelaţie între rezistenţa obţinută cu Torvane şi rezistenţa obţinută prin încercări clasice (după Fl. Zamfirescu).

Aparatul (Fig. 2.6) se înfige în rocă, pe o adîncime mai mare decît înălţimea h a paletelor, după care, prin intermediul axului vertical, se rotesc paletele pînă cînd are loc ruperea din teren a unui cilindru de rocă. Procesul de forfecare are loc deci pe toată suprafaţa laterală a cilindrului, precum şi pe cele două baze ale acestuia şi se materializează prin Ml-moment de dislocare pe suprafaţa laterală şi M2-moment de dizlocare pe cele două baze de cilindru.

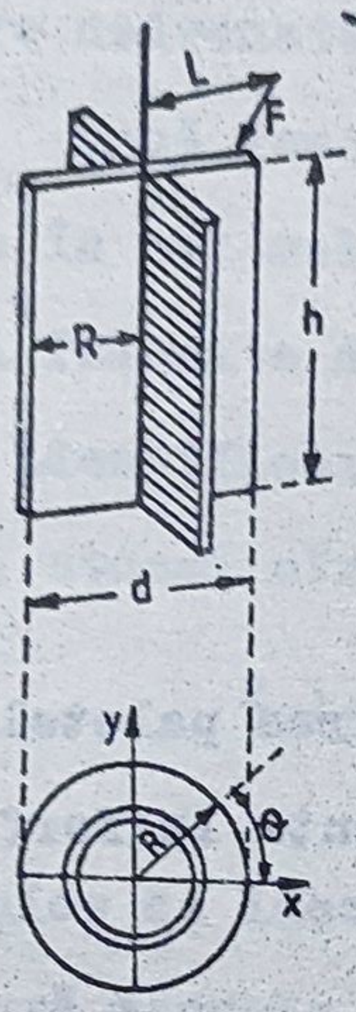


Fig. 2.6. Schema aparatului cu palete (după M.N. Florea).

$$M_1 = 2\pi R\, h\, \tau_f$$

$$M_2 = \int \tau_f d\, A$$

unde h este înălţimea paletelor, R raza cilindrului dislocat, rezistenţa la forfecare, d A este un element din aria unui cerc în coordonate polare.

Dacă:

$$dA = \int d_r d\theta$$

$$x = r\cos\theta \quad ; \quad y = r\sin\theta$$

$$dA = \begin{vmatrix} \frac{\partial x}{\partial r} & \frac{\partial x}{\partial \theta} \\ \frac{\partial y}{\partial r} & \frac{\partial y}{\partial \theta} \end{vmatrix} dr\, d\theta = r(\cos^2\theta + \sin^2\theta) \cdot dr\, d\theta = r\, dr\, d\theta$$

Rezultă:

$$M_2 = \tau_f \int_0^{2\pi} d\,\theta \int_0^{R} r\, dr = \tau_f \pi R^2$$

Momentul total de dislocare va fi:

$$M = M_1 + M_2 = 2\pi R\, h\, \tau_f + 2\pi R^2 \tau_f$$

Dacă $h = 2d = 4R$

$$M = 10\pi R^2 \tau_f$$

Dar

$$M = F \cdot f$$

Rezultă:

$$\tau_f = \frac{F \cdot f}{10\pi R^2}$$

unde F este forţa cu care se acţionează la rotirea paletelor, f este braţul acestei forţe, iar τ_f este rezistenţa la forfecare a probei de rocă.

2.1.3. Ambalarea şi stocarea probelor

Porţiunile nederanjate din probele de teren trebuiesc ambalate cu grije pentru a fi transportate şi stocate în aşa fel încît să se evite pierderea umidităţii şi distorsionarea fizică. De calitatea probelor depinde corectitudinea parametrilor de calcul determinaţi în laborator. Cea mai comună procedură constă în introducerea probei într-o folie de plastic, după care totul este scufundat în parafină. In final probele sunt puse în containere adecvate, rezistente la şoc. In felul acesta se respectă ambele precauţiuni necesare. O procedură ce nu expune proba la o temperatură ridicată constă în împachetarea acesteia cu hîrtie sau folie cerată şi apoi închiderea ei într-un cilindru din material plastic (polipropilen).

Trebuie evitată depozitarea probelor pe termen lung întrucît aceasta duce la degradarea lor. Studii făcute la Louisiana pe probe stocate, au arătat că deşi umiditatea nu s-a schimbat, stocarea a afectat proprietăţile fizice ale rocilor. Testele nu au indicat o degradare semnificativă pentru aproximativ 10 zile de stoca-

re, dar după acest interval de timp schimbările au fost continue, astfel prin extinderea timpului de stocare rezistenţa la forfecare în stare nedrenată a descrescut cu 20-35 procente.

După Rowe, 1980 probele recoltate de pe mare pot fi împărţite în mai multe (5) intervale de calitate, în consecinţă putînd fi folosite de la obţinerea datelor de laborator şi pînă la simpla identificare şi chiar la deducerea aproximativă a stratificaţiei, atunci cînd se lucrează cu sapa de foraj.

2.1.4. Investigaţii de laborator

Deoarece modul de efectuare al încercărilor geotehnice de laborator este reglementat prin standarde oficiale şi există manuale de laborator geotehnic, nu se va descrie în continuare tehnica de lucru. Se vor face doar anumite menţiuni asupra aspectelor specifice încercărilor pe probe recoltate din mare.

Proprietăţile fizico-mecanice ale rocilor nu sunt caracteristici absolute ci variază cu starea materialului şi cu modul în care se aplică solicitările. In consecinţă, în laborator se fac două operaţii: se încearcă readucerea materialului la starea anterioară prelevării din depozit-fază de consolidare; se solicită probele într-un mod cît mai asemănător cu cel în care se face încărcarea terenului-fază de rupere.

Faza de consolidare este formată din mai multe etape: saturarea probei cu apă dezaerată, consolidarea ei prin încărcarea cu eforturi echivalente celor litostatice efective la care a fost supusă în teren.

Faza de rupere poate fi efectuată în aparate care pot simula modul real de solicitare al construcţiei (pentru platformele mobile, al picioarelor) - acestea fiind aparatele de forfecare triaxiale sau în aparate care pot furniza valori ale parametrilor uşor corelabile cu primele (vane test).

In continuare se prezintă pe scurt aceste aparate şi principalii parametrii de comportare ce pot fi obţinuţi cu ajutorul lor.

Edometrul - încercarea edometrică constă în comprimarea unei probe cilindrice într-o casetă metalică care împiedică deformarea laterală. Sarcina este aplicată în trepte şi fiecare treaptă este ţinută un interval de timp suficient de lung pentru a permite completa disipare a presiunii apei din pori, presiune în exces.

Incercarea edometrică furnizează indicele de compresibilitate (a_v) şi poate da anumite indicaţii asupra modulului Young instantaneu pentru materialele coezive.

Vane - test sau aparat de forfecare cu palete - rezistenţa la forfecare nedrenată a materialului este măsurată prin intermediul momentului de dislocare cu care trebuie învîrtit sistemul de palete. Principiul este similar cu cel al aparatului de buzunar (anterior prezentat) ca şi al celui de teren. Incercarea, făcută în condiţii controlate, furnizează cu o suficientă precizie valorile rezistenţei nedrenate.

Aparatul de forfecare triaxială statică - încercarea constă în forfecarea unei probe cilindrice supuse unei stări de eforturi axial simetrice în care pot varia atît efortul lateral (aplicat prin intermediul unui fluid), cît şi efortul vertical (aplicat de obicei prin intermediul unui sistem mecanic). Prin variaţia eforturilor se poate obţine atît consolidarea probei cît şi forfecarea ei cu orice combinaţie a raportului eforturilor în timp. Din încercarea de forfecare triaxială se pot obţine: modulul de elasticitate E, coeficientul Poisson ν , rezistenţa la forfecare nedrenantă c_u, rezistenţa la forfecare drenantă c' şi ϕ'.

Incercarea de forfecare triaxială dinamică - este asemănătoare cu cea anterioară, dar asupra probei se poate aplica în

plus o solicitare ciclică, simulînd astfel efectul dinamic al valurilor şi vîntului transmis fundaţiilor prin intermediul suprastructurii. Această încercare permite obţinerea de informaţii asupra potenţialului de lichefiere al terenului sub acţiunile ciclice.

2.2. METODE DE SONDAJ

Determinarea adîncimii oceanului, operaţiune cunoscută sub denumirea de "sondaj", se realiza iniţial cu ajutorul unui cablu solid marcat, notîndu-se cîte marcaje au fost coborîte pînă în momentul atingerii fundului mării. Acest procedeu greoi nu conducea întotdeauna la rezultate corecte, una dintre cauze constînd în faptul că acest cablu putea fi oricînd deviat de la verticală de curenţi de suprafaţă sau de însăşi deplasarea navei. Se obţineau doar măsurători izolate ale adîncimii apei, care nu puteau oferi o imagine completă a reliefului interfeţei apă-sediment. Prin punerea la punct a metodei de sondaj, bazată pe impulsuri sonice controlate (numită sondaj acustic), au fost rezolvate inconvenientele menţionate.

Sondajul acustic constă, în principiu, în emiterea de către un aparat de pe navă a unui semnal sau impuls sonor care se propagă prin apă spre fundul oceanului, de unde este reflectat şi revine la navă (Fig. 2.7). Este măsurat timpul necesar semnalului acustic pentru a parcurge această distanţă. După aplicarea corecţiilor necesare, în funcţie de viteza sunetului în mediul acvatic respectiv, se poate calcula adîncimea apei sau, cu alte cuvinte, adîncimea apei este egală cu jumătatea timpului de propagare înmulţită cu viteza de propagare a sunetului în apă.

O sondă ultrasonică modernă (ecograf) înregistrează grafic, în mod continuu, recepţia impulsului reflectat. Astfel, ecogramele au arătat că pe fundul oceanului se găsesc zone muntoase întinse, văi şi zone de platformă. In linii mari, s-a ajuns la concluzia că

...

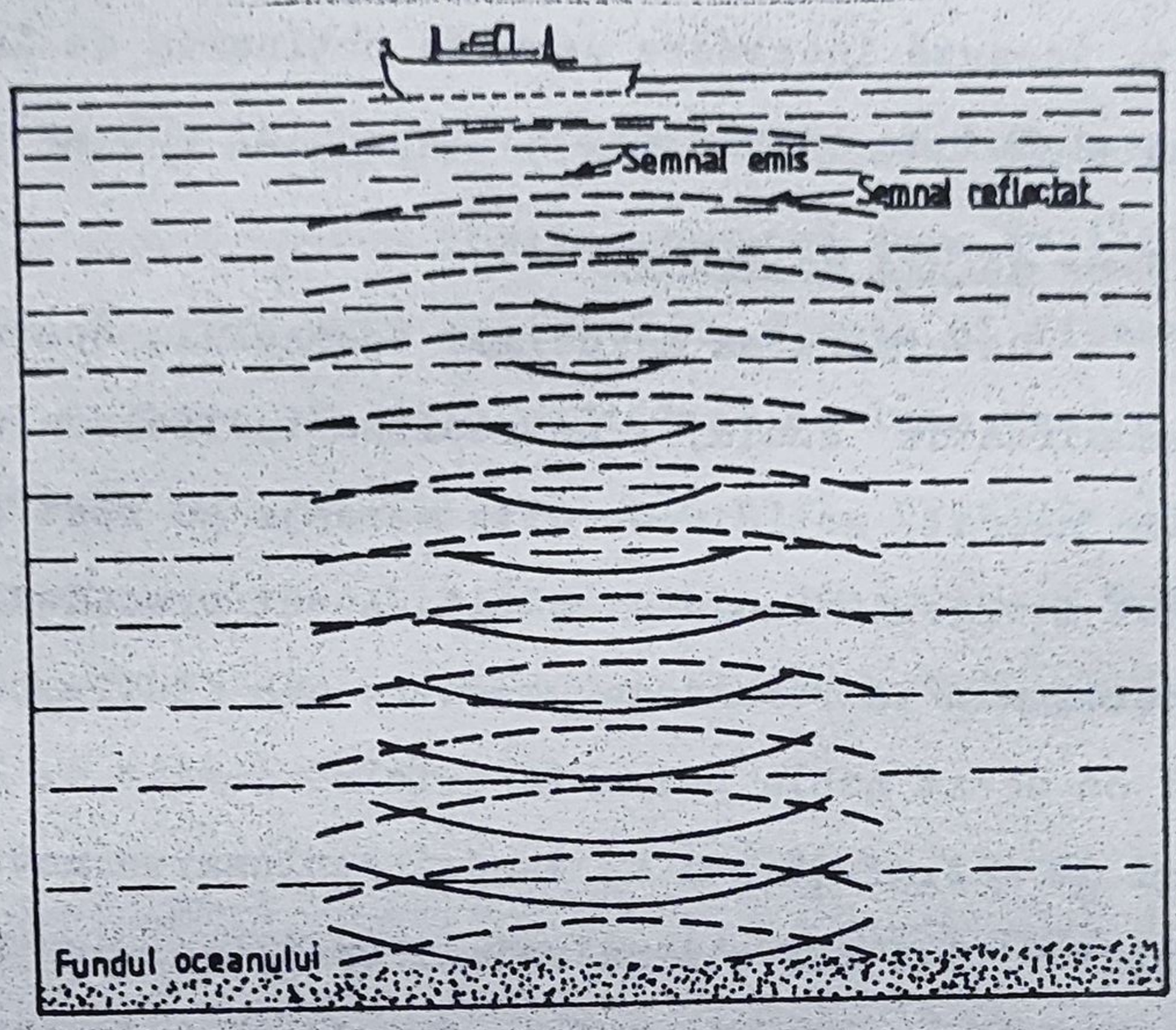


Fig. 2.7. Metoda sondajului acustic
(după D.A. Ross).

topografia fundului marin este cel puţin tot atît de neregulată ca şi cea a uscatului.

Interpretarea înregistrărilor obţinute prin sondaj ultrasonic ridică anumite probleme. Una dintre acestea o constituie exagerarea scării. Dacă presupunem că nava de la suprafaţă se deplasează cu o viteză de aproximativ 10 sau 12 noduri, aceasta reprezintă scara orizontală a înregistrării. Adîncimea apei, de obicei măsurată în sute de fathomi, este redată pe scara verticală, care este exagerat mai mică în comparaţie cu scara orizontală. Cu alte cuvinte, o scară este în sute de picioare, iar cealaltă în mii de picioare. Acesta este un avantaj întrucît dacă cele două scări ar avea dimensiuni egale ar fi foarte dificil de observat vreun detaliu de pe fundul oceanului.

Forma fascicolului sonor emis influenţează rezultatul testului. Fascicolul constituie un con larg, care acoperă o suprafaţă circulară mare în momentul în care atinge fundul mării. Primul sem-

nal sonor reflectat provine din punctul cel mai apropiat de navă, mascînd sau umbrind ecourile următoare. Uneori, însă, de exemplu în cazul canioanelor şi a munţilor submarini, punctul cel mai apropiat nu se află pe verticala navei. Din acest motiv este dificilă definirea exactă a unor particularităţi minore a reliefului fundului mării, precum şi aprecierea dacă aceste caractere se află pe verticala navei.

O altă problemă ridicată de sondajul acustic constă în determinarea vitezei reale de propagare a undelor în apă. Dacă se întreprinde un studiu foarte precis, este necesar să se cunoască temperatura, salinitatea şi adîncimea apei şi să se efectueze corecţii de viteză, funcţie de aceşti parametrii.

Navele oceanografice utilizează, în mod curent, aparatura ultrasonică. Cu ajutorul mai multor profile executate într-o regiune poate fi întocmită harta batimetrică a fundului oceanic în sectorul respectiv.

Figura 2.8. a şi b redă harta batimetrică pentru atolul Enewetak din Micronezia, însoţită de un detaliu la imaginea de ansamblu. Intocmitorul acestor ridicări de teren a fost U.S. Geological Survey for the Defense Nuclear Agency (1986).

Pentru selful Mării Negre, ridicările batimetrice au fost realizate în perioada 1971-1980 de echipa condusă de N. Panin în cadrul laboratorului de Geologie Marină din IRCM (pînă în anul 1975), apoi de acelaşi laborator din IGG Bucureşti. Ridicările au fost executate cu sonda ultrasonică ELECTROACUSTIC (RFG), iar în campania anului 1979 cu sistemul de profilare acustică MONOPULSE, model 515, Edi Western.

Pentru exemplificare Figura 2.9. redă harta batimetrică a platformei continentale româneşti, cu amplasamentul forajelor geotehnice (datele sunt anterioare anului 1980), iar în Fig. 2.10 este secţiunea geologică aferentă.

In anumite condiţii, sondajul acustic ne poate furniza şi informaţii privind structura sedimentelor de fund. In acest caz

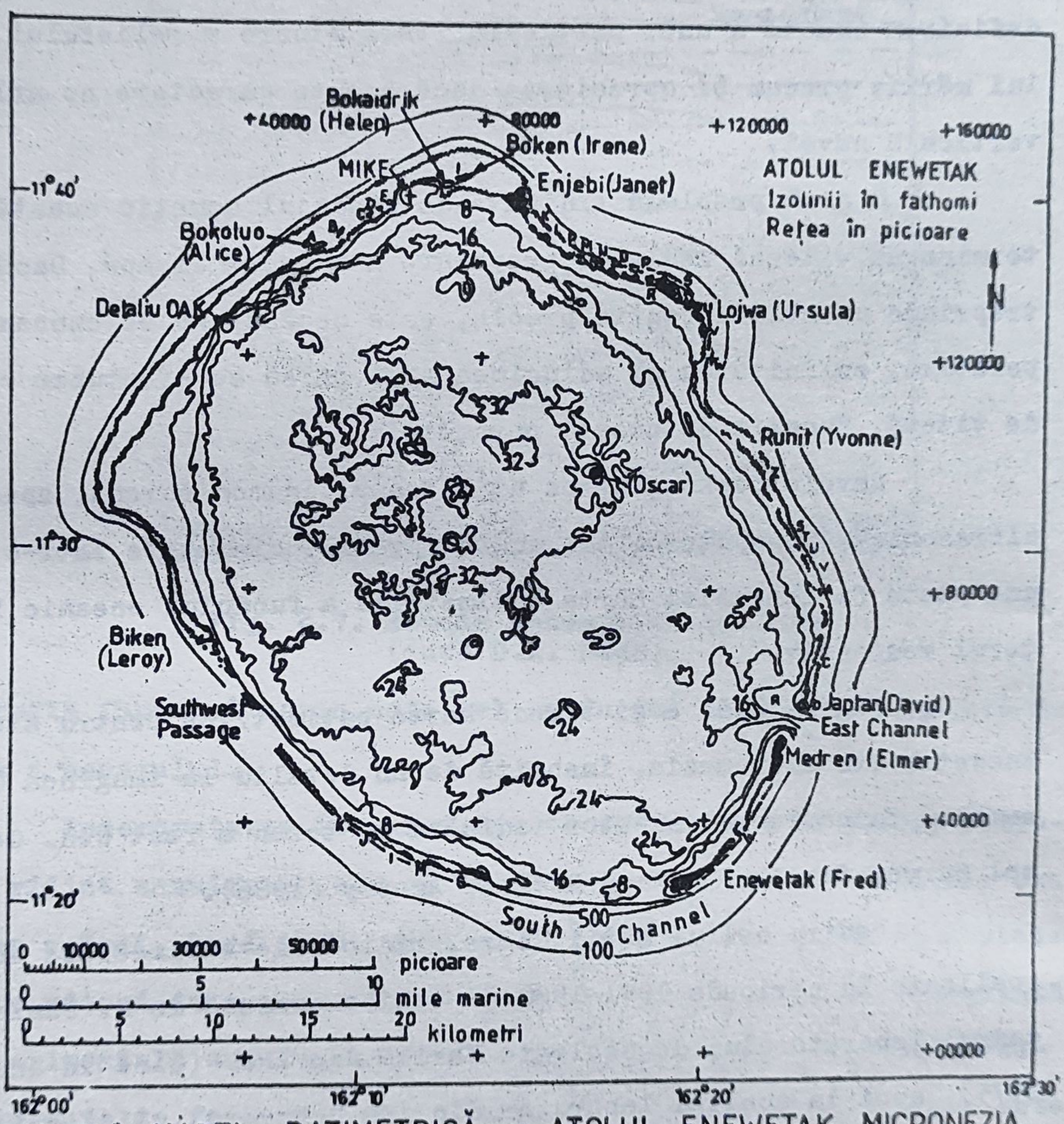


Fig. 2.8.a, HARTA BATIMETRICĂ — ATOLUL ENEWETAK, MICRONEZIA

LITERELE A, B, C etc. REPREZINTĂ MICI INSULE

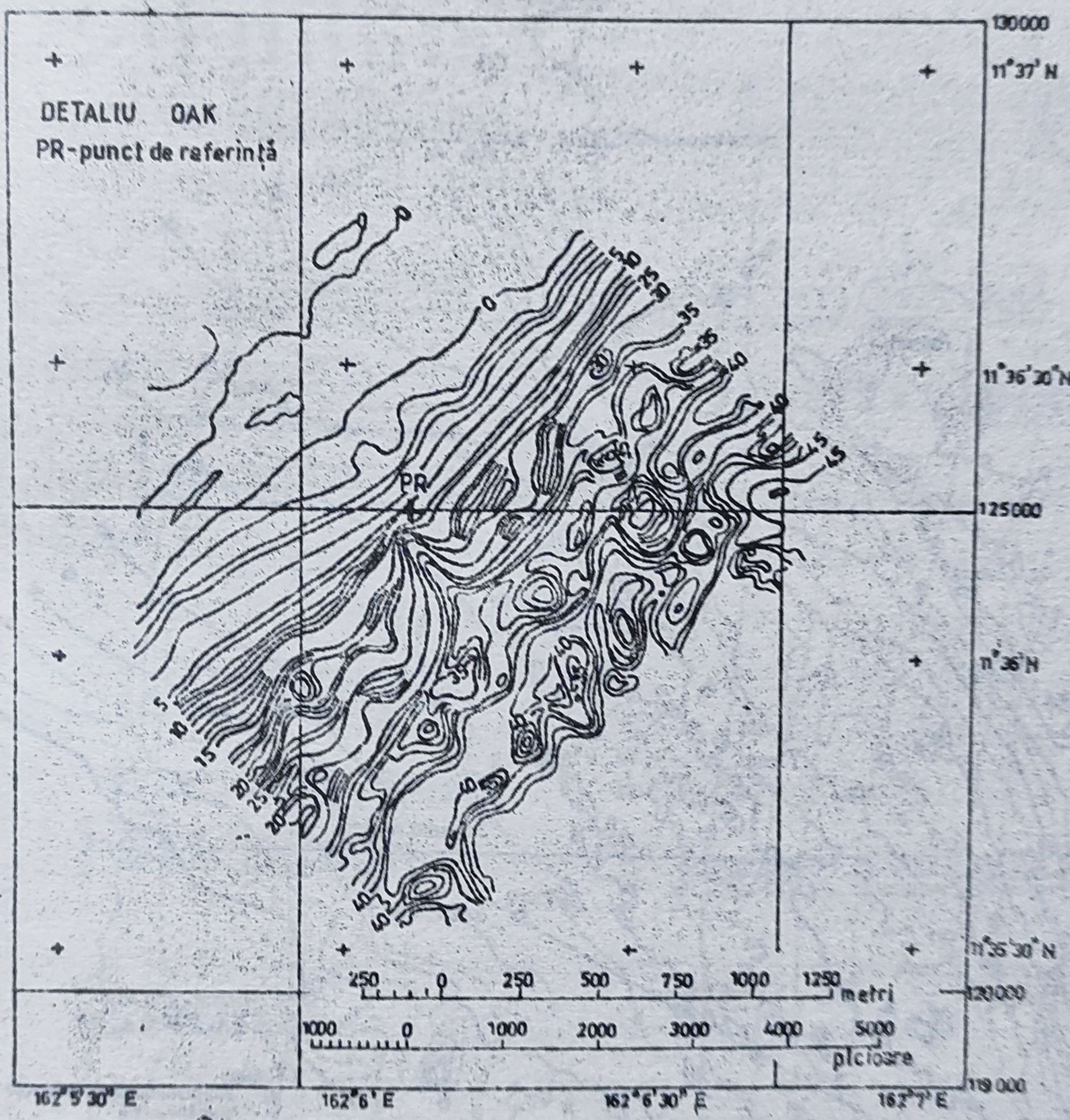


Fig. 28.b. DETALIU LA IMAGINEA DE ANSAMBLU

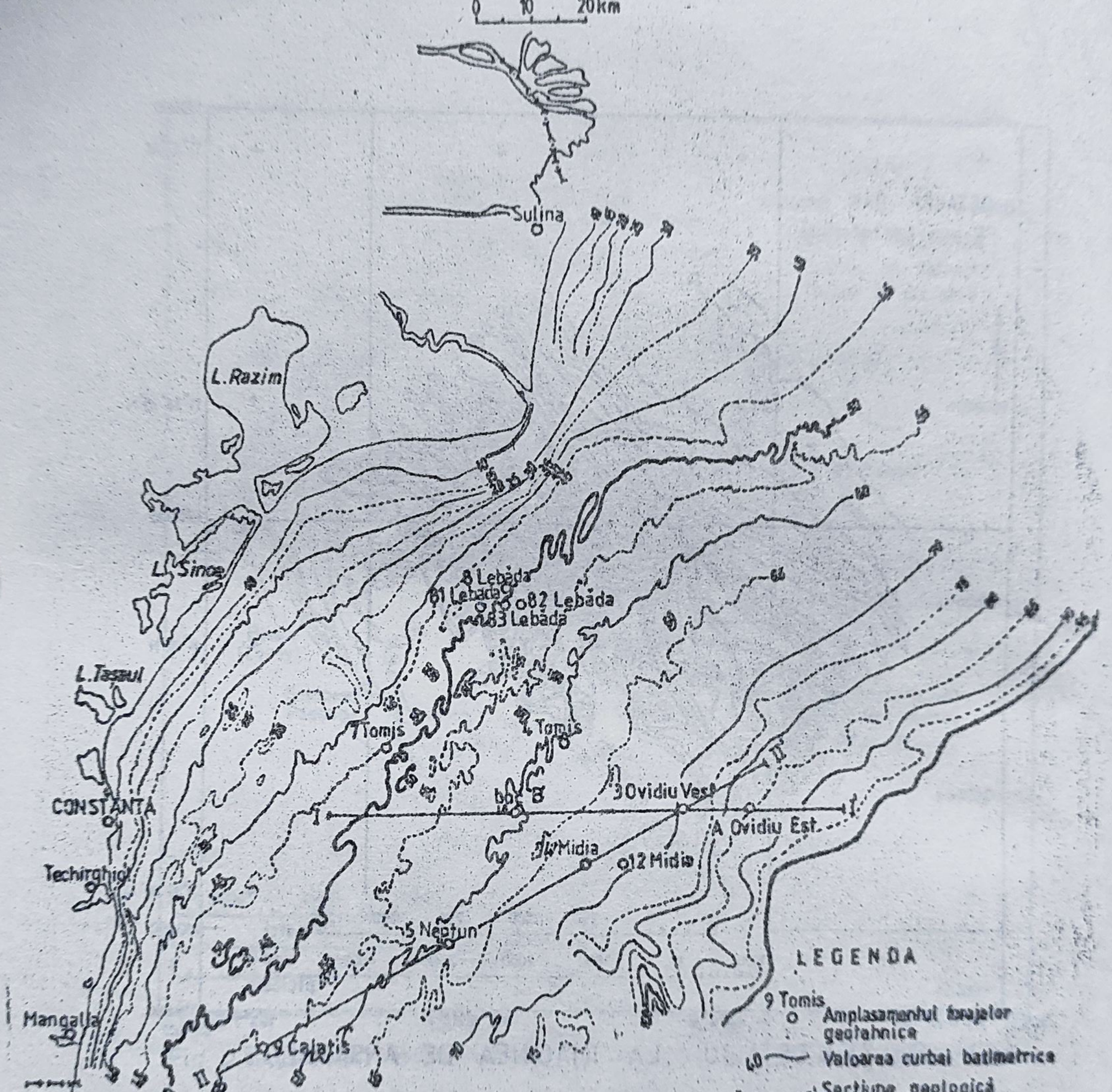


Fig. 2.9. Harta batimetrică a platformei continentale românești (după Fl. Zamfirescu ș.a.).

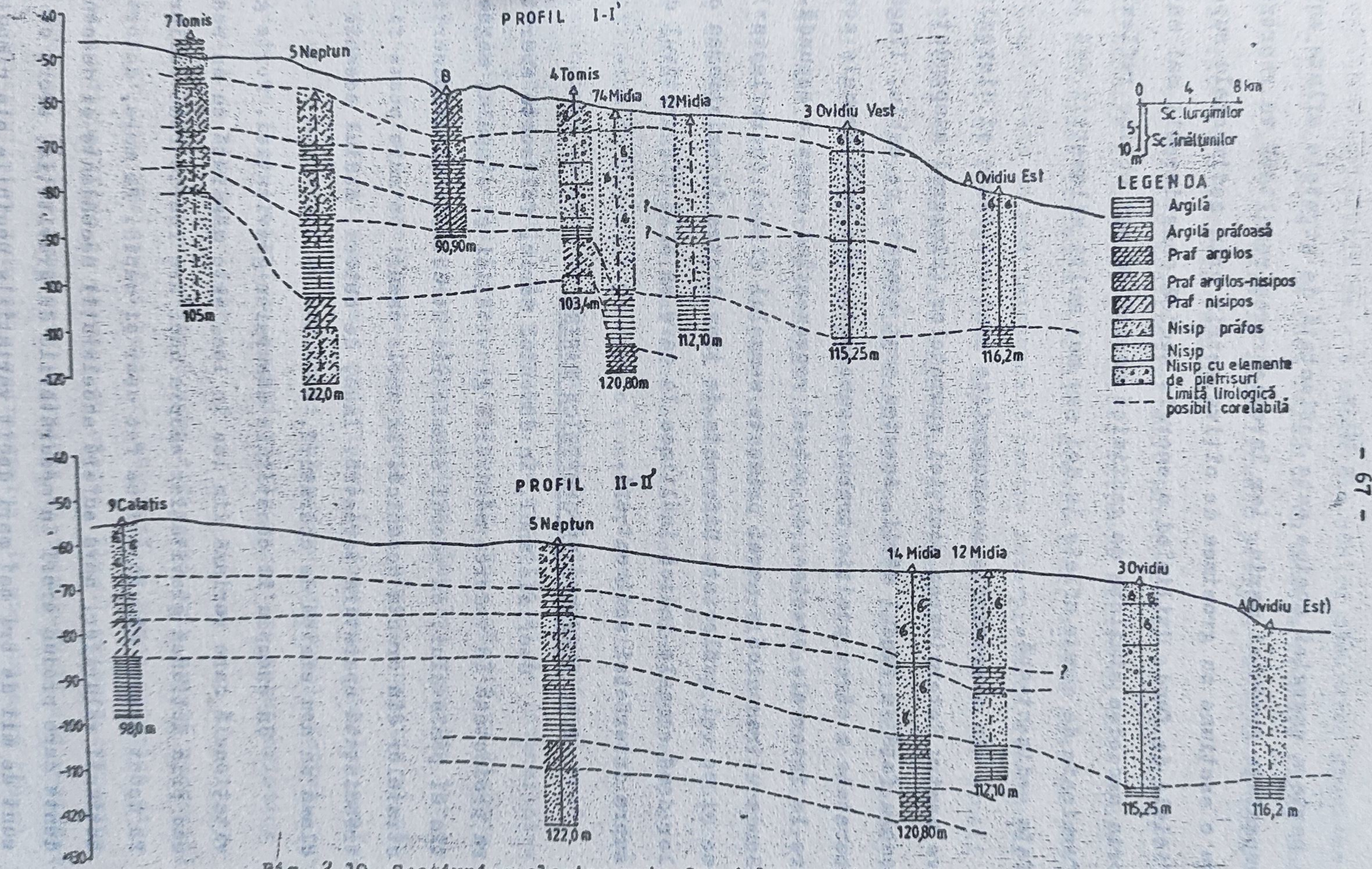


Fig. 2.10. Secțiuni geologice prin forajele geotehnice de pe platforma continentală. (după Fl. Zamfirescu ș.a.)

o parte a energiei sonice este reflectată de stratele aflate sub suprafaţa fundului marin, iar înregistrarea rezultată va reprezenta o secţiune cu grosimea de cîţiva metrii prin sedimentele superficiale de fund. Utilizînd o energie sonică considerabil mai mare, prin procedee similare de geofizică marină se pot obţine reflexii furnizate de strate aflate la doi sau mai mulţi kilometrii sub interfaţa sediment-apă.

In cercetările oceanografice sunt utilizate şi dispozitive pentru determinarea poziţiei aparatelor (pingers) suspendate pe cablu faţă de fundul mării. Acestea sunt ataşate pe cablu, lîngă aparatele a căror poziţie trebuie cunoscută, ele emit semnale sonore la intervale precise, de obicei reprezentînd exact o secundă. Sonda ultrasonică a navei primeşte semnalul direct (nereflectat) ca şi pe cel reflectat. Diferenţa de timp dintre înregistrarea celor două semnale indică înălţimea la care se află dispozitivul deasupra interfeţei sediment-apă.

2.3. ELEMENTE DE GEOFIZICA MARINA

Geofizicianul, în domeniul marin, foloseşte aparatura proiectată în vederea măsurării gravitaţiei şi cîmpului magnetic al pămîntului, cu scopul examinării structurii şi dispunerii stratelor din crusta oceanică. In unele cazuri pe mare poate fi întrebuinţată aparatura terestră. Insă, de obicei, mediul oceanic reclamă un nou sistem de aparatură.

Un exemplu îl constituie măsurarea gravitaţiei. Forţa gravitaţională care variază din loc în loc, este măsurată cu un pendul sau prin acţiunea gravitaţiei asupra unui arc foarte bine calibrat. Pe uscat aceste măsurători se fac uşor şi rapid. Pe mare, datorită acţiunii valurilor, nava suferă acceleraţii ascendente şi descendente care produc erori în măsurătorile de gravitaţie, erori ce sunt de mii de ori mai mari decît variaţiile posibile ale cîmpului

gravitaţional. Relativ recent aparatele pentru măsurarea gravitaţiei - gravimetrele - au fost folosite cu succes pe mare fiind montate în dispozitive care le stabilizează poziţia făcîndu-le indiferente faţă de mişcările vasului.

Variaţiile gravitaţiei sunt interpretate în funcţie de modificările structurii geologice. Intrucît există şi alte cauze care determină variaţia valorilor gravitaţiei, aceste date nu pot fi considerate în mod independent pentru interpretarea structurii geologice, ci sunt utilizate împreună cu rezultatele altor studii geofizice, de exemplu cele magnetice şi seismice.

Măsurarea cîmpului magnetic pe mare reprezintă o operaţie relativ simplă, realizată prin ataşarea magnetometrelor de nave sau de avioane. Măsurătorile magnetice prezintă informaţii cu privire la partea superioară a crustei terestre. Corpurile de roci eruptive, cum sunt vulcanii, pot fi identificate datorită proprietăţilor lor magnetice. Magnetismul unui corp de roci depinde mai ales de cantitatea de magnetit pe care o conţine, de grosimea corpului şi de adîncimea la care se află sub fundul mării. Magnetismul unei roci eruptive depinde, de asemenea, de direcţia şi de intensitatea cîmpului magnetic în timpul răcirii rocii. Roca răcită va dispune de o magnetizare proporţională cu mărimea cîmpului magnetic terestru. Acest fapt este foarte important, căci cîmpul magnetic al pămîntului a suferit numeroase modificări în decursul timpului geologic (polii magnetici au migrat şi chiar s-au inversat). Astfel, rocile de pe fundul mării au proprietăţile magnetice caracteristice diferiţilor timpi geologici.

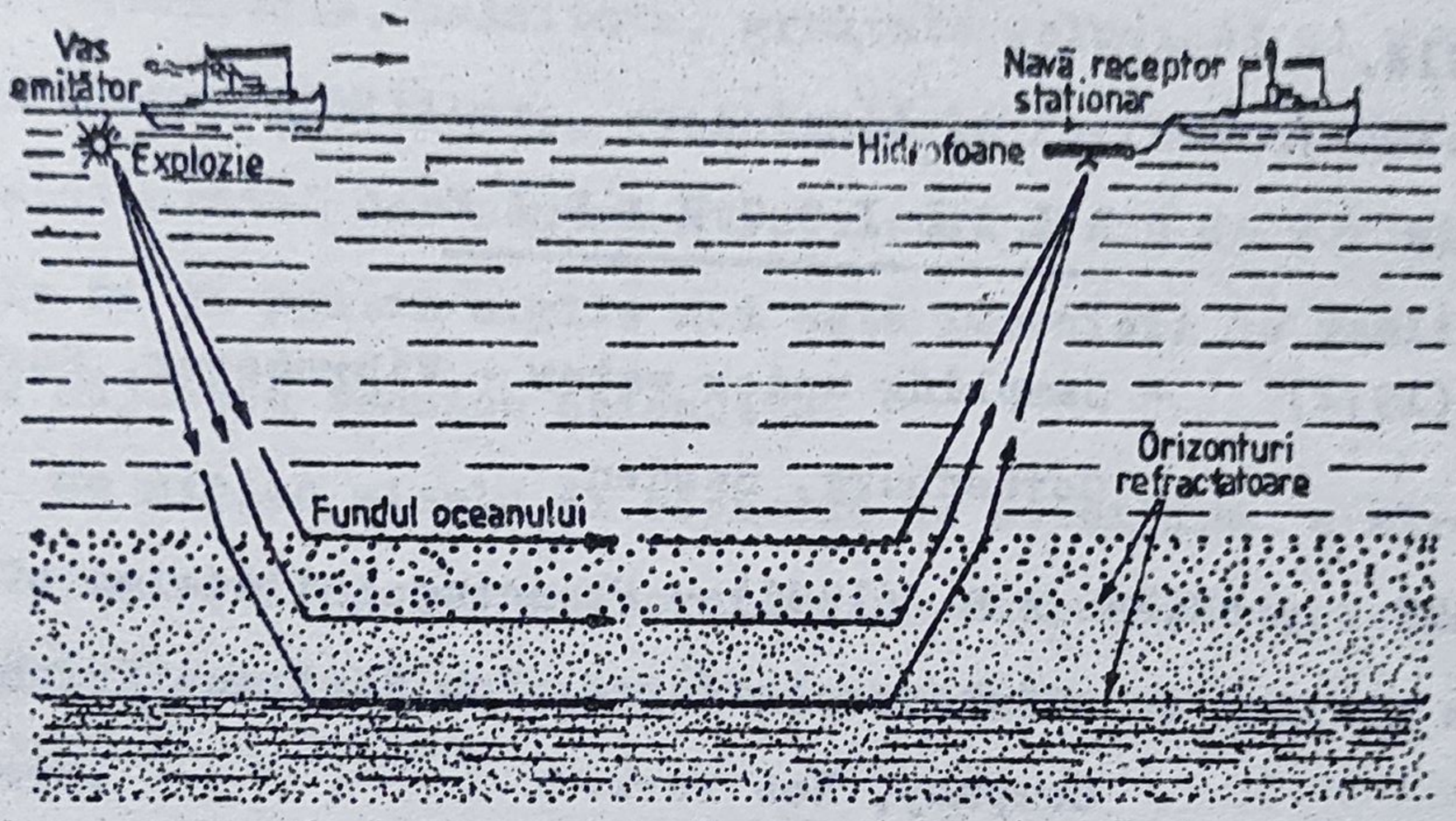
Cantitatea de căldură care difuzează prin crustă provenind din interiorul pămîntului poate fi măsurată de sonde calorice atagate la dispozitive de carotaj cu piston. Fluxul caloric reprezintă produsul dintre gradientul vertical al temperaturii din sediment şi conductivitatea termică a sedimentului. In mod obişnuit fluxul

caloric este foarte mic, de ordinul unei microcalorii (o milionime de calorie) pe cmp, pe secundă. O calorie exprimă cantitatea de căldură necesară pentru a ridica cu $1^{o}C$ temperatura unui gram de apă în condiţiile presiunii admosferice. Zonele unde fluxul caloric este de cîteva ori mai mare decît valoarea medie, ar putea reprezenta zone cu instabilitate crustală.

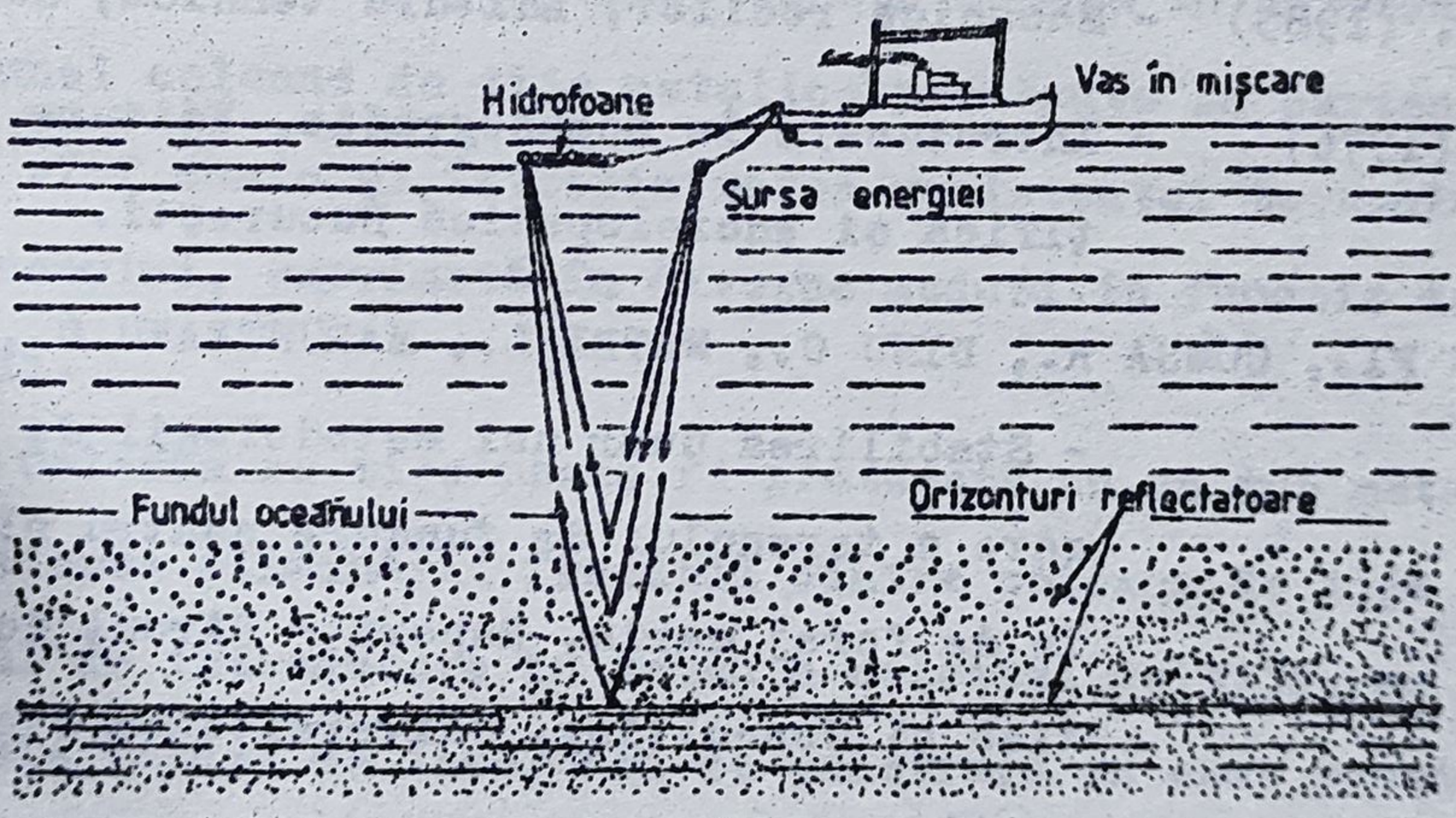
Studiul structurii fundului oceanic este realizat, mai ales, cu ajutorul metodelor seismice, prin reflexie şi refracţie. Undele sonore generate de o explozie se vor propaga spre fundul oceanic şi în stratele de sub suprafaţă fundului şi apoi vor fi reflectate înapoi spre nava de suprafaţă, (reflexie - Fig. 2.11. b) parte a energiei se va propaga de-a lungul diferitelor strate ale scoarţei putînd fi recepţionate de a doua navă (refracţie - Fig. 2.11. a). Dispozitivele de recepţionare se numesc hidrofoane. In cazul metodei prin reflexie, este necesară o singură navă. După ce sunt amplificate şi filtrate, semnalele reflectate sunt înregistrate grafic de ecograful navei.

Cercetarea seismică prin metodea undelor refractate necesită prezenţa a două nave (sau o navă şi o geamandură de recepţionare). Nava de recepţie este imobilizată, pe cînd cealaltă navă, aflată în mişcare, detonează încărcături de exploziv după un program stabilit anterior. Pe măsură ce cele două nave se depărtează, sunt recepţionate mai întîi sosiri de la strate mai adînci, căci viteza unielor sonore este proporţională cu densitatea rocilor prin care se propagă, iar densitatea şi deci viteza cresc cu adîncimea. Pentru determinarea adîncimii şi vitezei sunetului în diferite strate se utilizează un grafic al distanţei dintre nave şi timpul de recepţionare a primelor unde sonice refractate.

Lucrările seismice se bazează pe trei supoziţii: viteza sunetului în sedimente creşte odată cu adîncimea, interfeţele dife-



a.



b

Fig. 2.11. - a. Principiul cercetării seismice prin metoda undelor refractate (după D.A. Ross).

- b. Principiul cercetărilor seismice prin metoda undelor reflectate (după D.A. Ross).

ritelor strate sunt plane, viteza sunetului nu variază pe orizontală. In practică nu toate aceste presupuneri pot fi îndeplinite.

Aparatura geofizică se modifică în mod constant, devenind mai sensibilă.

B I B L I O G R A F I E

HAANER J. (1972) - Sampling under water - Vibrocorer, Borros AB, Gothenburg, Sweden.

Mc. CLELLAND B., REIFEL M.D. (1986) - Planning and design of fixed offshore platforms, Von Nostrand Reinhold Company, New York.

FLOREA N.M. (1983) - Mecanica rocilor, Editura tehnică, Bucureşti.

ROSS D.A. (1976) - Introducere în oceanografie, Editura ştiinţifică şi enciclopedică Bucureşti.

ZAMFIRESCU Fl., COMSA R., DINU C., MATEI L., MARUNTEANU C., (1980) - Stabilirea unor noi metodologii de investigare a terenului de fundare pentru platformele de foraj marin, Raport - Biroul de Expertiză şi Consulting, Universitatea din Bucureşti.

2.4. TEHNICI PENETROMETRICE

Pentru determinarea indicilor structurii naturale a rocilor (porozitatẽ, umiditate, greutate volumică) şi proprietăţile mecanice (compresibilitate, rezistenţă la forfecare) sunt necesare probe netulburate. Dar pentru stratele de nisip de sub nivelul hidrostatic ca şi pentru argile moi este imposibil de realizat acest lucru cu mijloace tehnice obişnuite.

Un mijloc simplu şi economic de stabilire a stratificaţiei, a nivelului apelor subterane şi a unor caracteristici fizico-mecanice îl formează încercările de penetrare cu aparate numite penetrometre.

Incercarea de penetrare cu con constă în introducerea în teren a unei coloane de tije metalice prevăzute la partea inferioară cu un vîrf conic şi întregistrarea rezistenţei terenului la înaintarea conului, exprimată în diverse moduri în funcţie de tipul încercării.

Coloana de tije poate fi protejată cu un tub metalic (manta) în vederea eliminării frecării dintre coloana de tije şi teren. După modul de introducere în teren a coloanei de tije, se deosebesc următoarele tipuri de încercări de penetrare cu con: penetrare statică, penetrare dinamică şi vibropenetrare.

Mai puţin cunoscută este vibropenetrarea care constă în introducerea în teren prin vibrare a sondei cu vîrf conic. Pe parcursul încercării se înregistrează timpul (t) de pătrundere a conului şi rezistenţa dinamică (Rdv). Pe baza timpului de penetrare se determină viteza de deplasare (Vz) a conului, pe echidistanţe z (10 sau 20 cm).

2.4.1. Incercarea de penetrare statică (C.P.T. - Cone Penetration Test)

Incercarea prin penetrare statică constă în presarea în teren, în mod lent şi continuu (viteza optimă fiind 0,5-2 cm/s) a sondei cu vîrf conic, prevăzută, de regulă, cu tub de protecţie (manta). Conul de penetrare poate fi fix sau mobil în raport cu tubul de protecţie. Viteza redusă şi constantă cu care se execută presarea face ca operaţia să poată fi considerată statică.

Se determină rezistenţa opusă la pătrundere pe vîrful conului (Rp) şi forţa datorată frecării laterale (Fl) pe suprafaţa mantalei. Ambele se pot exprima în MPa sau în daN/cmp, sau în barri şi se înregistrează sub formă de diagrame în funcţie de adîncime (Fig. 2.12). La litologii uniforme se foloseso diagrame medii (Fig. 2.13).

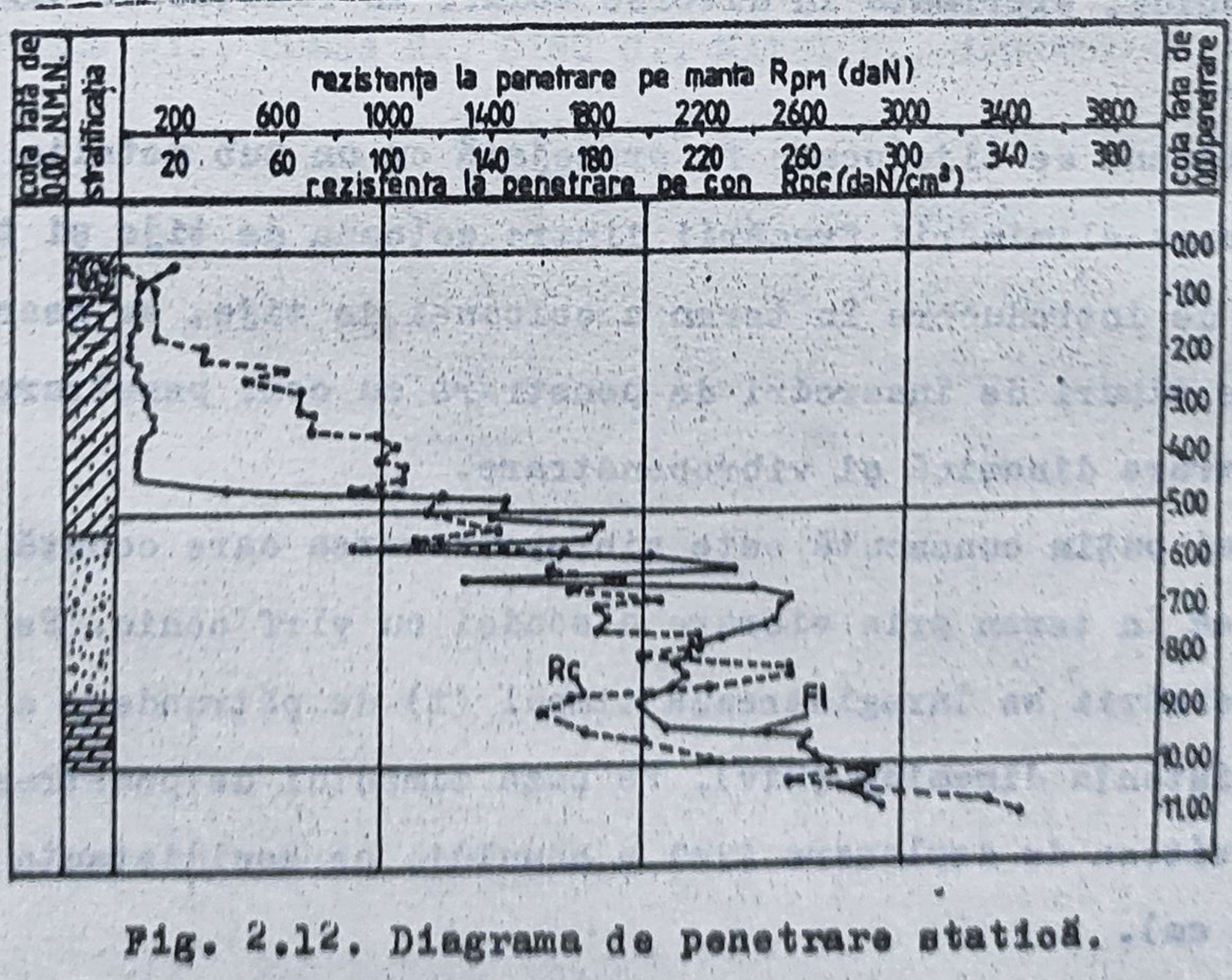


Fig. 2.12. Diagrama de penetrare statică.

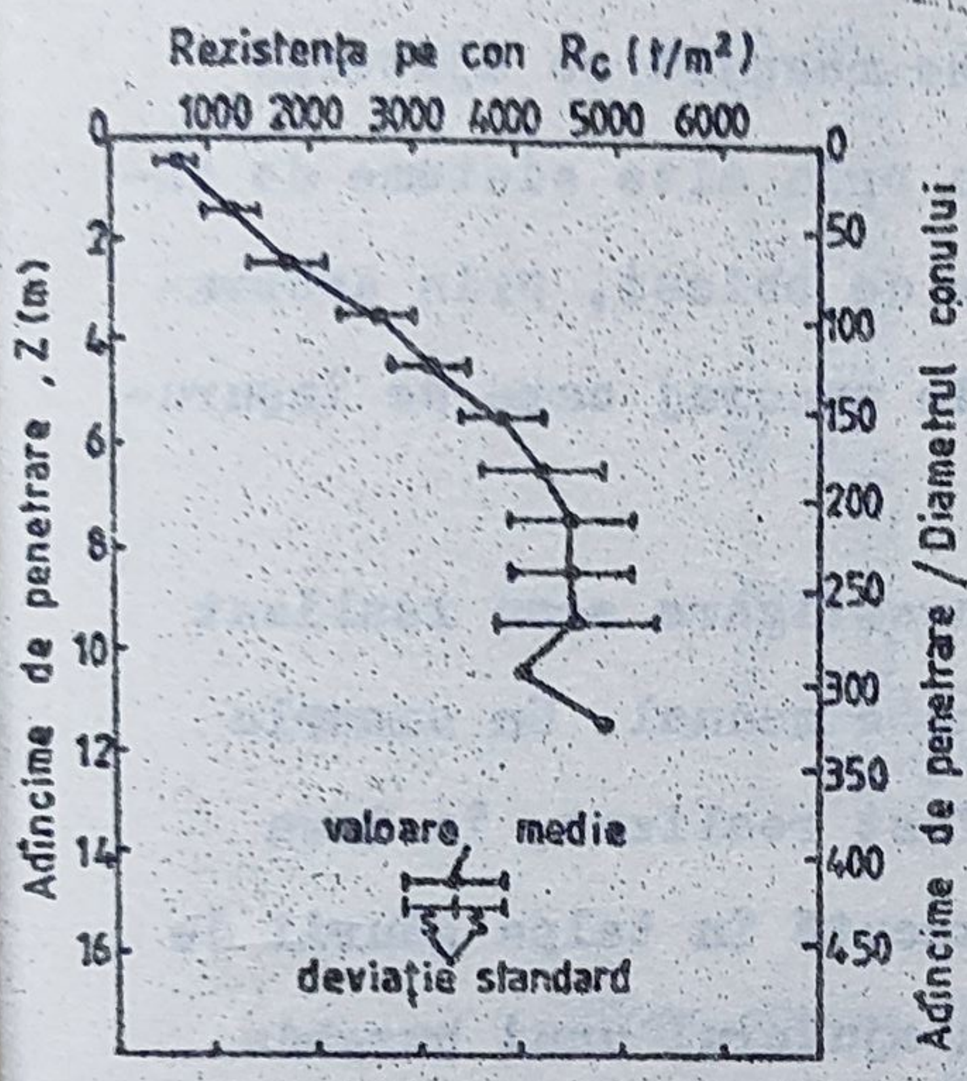


Fig. 2.13. Valori medii de rezistenţă la penetrare statică - selful Mării Nordului (după J.K.Mitchell ş.a.).

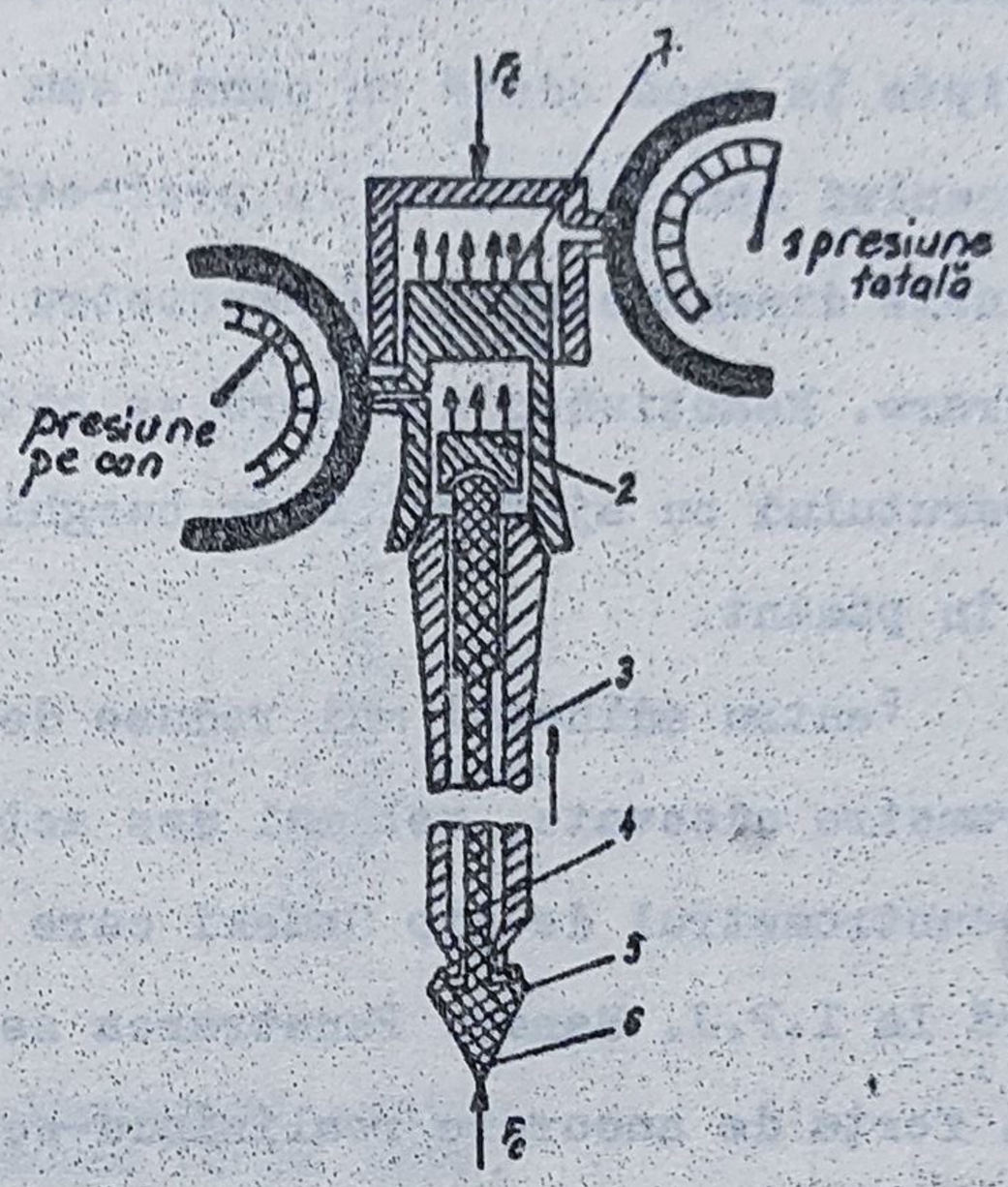


Fig. 2.14. Penetrometrul static hidraulic - schema de principiu (după M.Păunescu ş.a.).
1. doza manometrică; 2. dispozitiv de înregistrare pe con; 3. tub de protecţie; 4. tija; 5. manşeta; 6. con; Ft - forţa totală; Fc - forţa pe con; 7. dispozitiv de înregistrare a presiunii totale.

Aparatură - variante constructive.

Iniţiată în Olanda, încercarea s-a extins rapid fiind folosită azi în multe ţări, printre care: Anglia, Franţa, URSS, SUA ş.a., inclusiv ţara noastră.

Aparatul de penetrare statică (Fig. 2.14) constă, în principiu, dintr-un con cu unghiul la vîrf de 60^0 care, prin în-

termediul unor tije de oţel cu care este legat, poate fi înfipt în rocă printr-un mijloc de acţiune mecanic, hidraulic sau chiar manual (cric). Tijele de oţel sunt protejate împotriva frecării cu roca înconjurătoare prin tuburi de protecţie, care, la rîndul lor, pot fi înfipte în rocă odată cu conul sau succesiv. Efortul de înfigere a conului sau tuburilor de protecţie se măsoară cu ajutorul unor inele dinamometrice cu manometru sau prin alte sisteme de înregistrare. Reacţiunea necesară se obţine de obicei, prin ancorarea aparatului cu ajutorul unor burghie de ancoraj care se înşurubează în pământ.

Pentru adîncimi mai reduse de investigare s-au realizat penetrometre adecvate, cel mai des acţionate manual. Un exemplu este penetrometrul de tip Gamski care a fost realizat, în ţara noastră la I.P.J. Banat. Penetrarea se execută în talpa găurii de foraj, forţa de ancorare realizîndu-se cu ajutorul unui burghiu care face corp comun cu ultimul tronson al tubului de protecţie şi care se înşurupează în peretele găurii.

Standardul american editat în 1982 include penetrometre ce măsoară numai rezistenţa pe vîrful conic şi penetrometre ce măsoară rezistenţă pe vîrful conic şi pe manta în două variante: mecanic şi electric. Fig. 2.15. redă tronsonul terminal aparţinînd unui penetrometru mecanic ce măsoară rezistenţa pe vîrf şi fricţiunea pe manta. Componentele rezistenţei la penetrare sunt transmise la suprafaţă printr-un sistem hidraulic.

Modul de lucru este următorul: prin aplicarea unei presiuni suficiente pe tijele de înfigere protejate de tuburi de protecţie, tronsonul terminal este adus la adîncimea dorită. Se opreşte tronsonul de tije şi tuburi şi se acţionează numai asupra tijelor interioare care sunt în directă legătură cu vîrful conic. Pentru început se obţine rezistenţa pe con, pe parcursul fazei iniţiale de

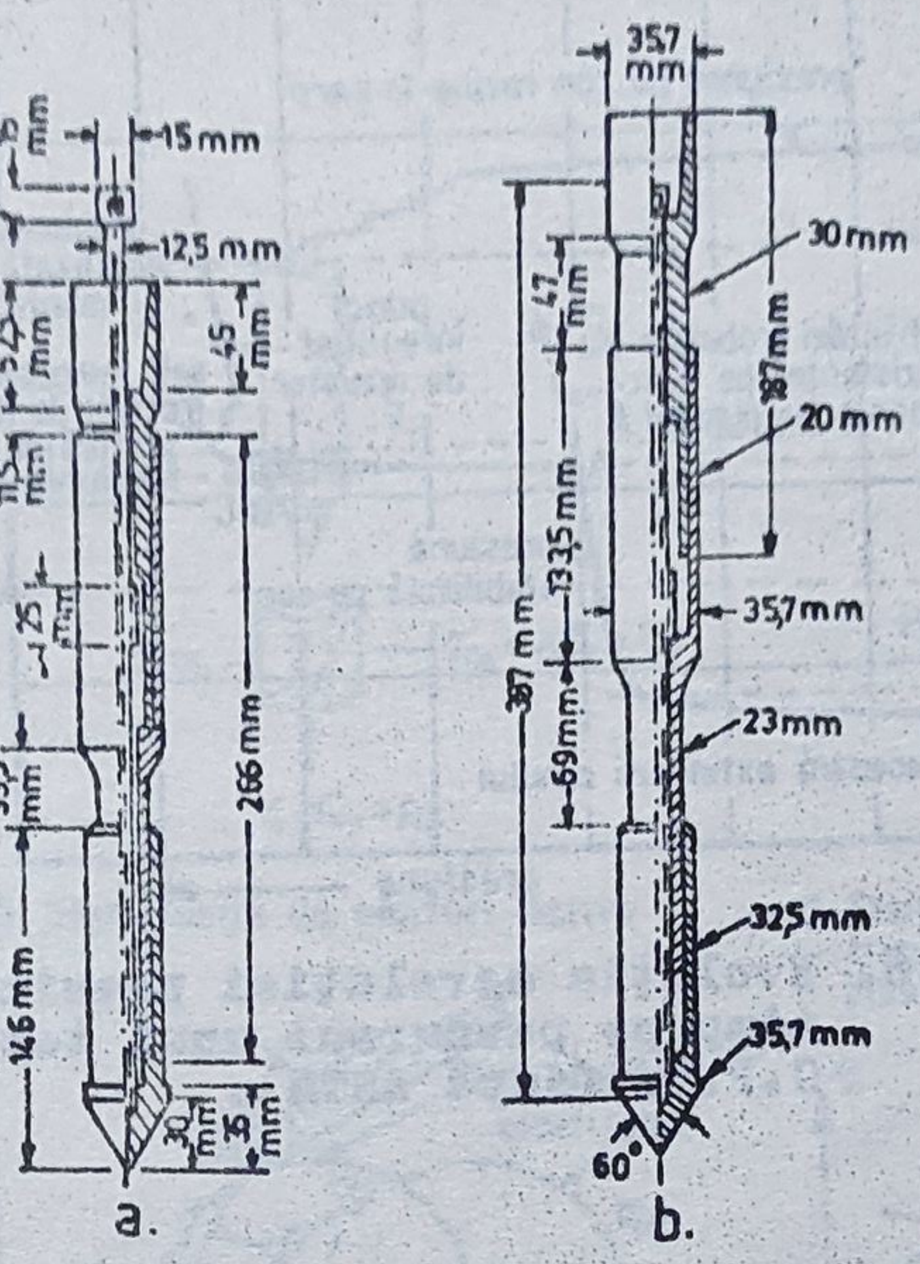


Fig. 2.15. Penetrometrul static Begemann (după ASTM, 1982).

extindere a tronsonului terminal. Cînd este antrenată şi mantaua de fricţiune se obţine la suprafaţă valoarea totală a rezistenţei pe con şi manta. Intrucît tronsonul final este telescopic, faza următoare constă în aplicarea unei presiuni suficiente, pe tijele de împingere, pentru a replia tronsonul final extins şi pentru a putea avansa cu acesta la o nouă adîncime de testare. Printr-o continuă repetare a acestui ciclu, se obţin date de rezistenţă odată cu creşterea adîncimii. Treptele de adîncime la care se fac măsurătorile nu trebuie să depăşească 203 mm.

Fig. 2.16 redă variaţia presiunii în timp pe parcursul extinderii tronsonului terminal. Este de notat săritura în scala presiunii corespunzătoare momentului în care s-a antrenat manşonul. Citirile de rezistenţă totală (con plus manta) trebuiesc făcute imediat după săritură, pentru a evita eroarea redată în grafic.

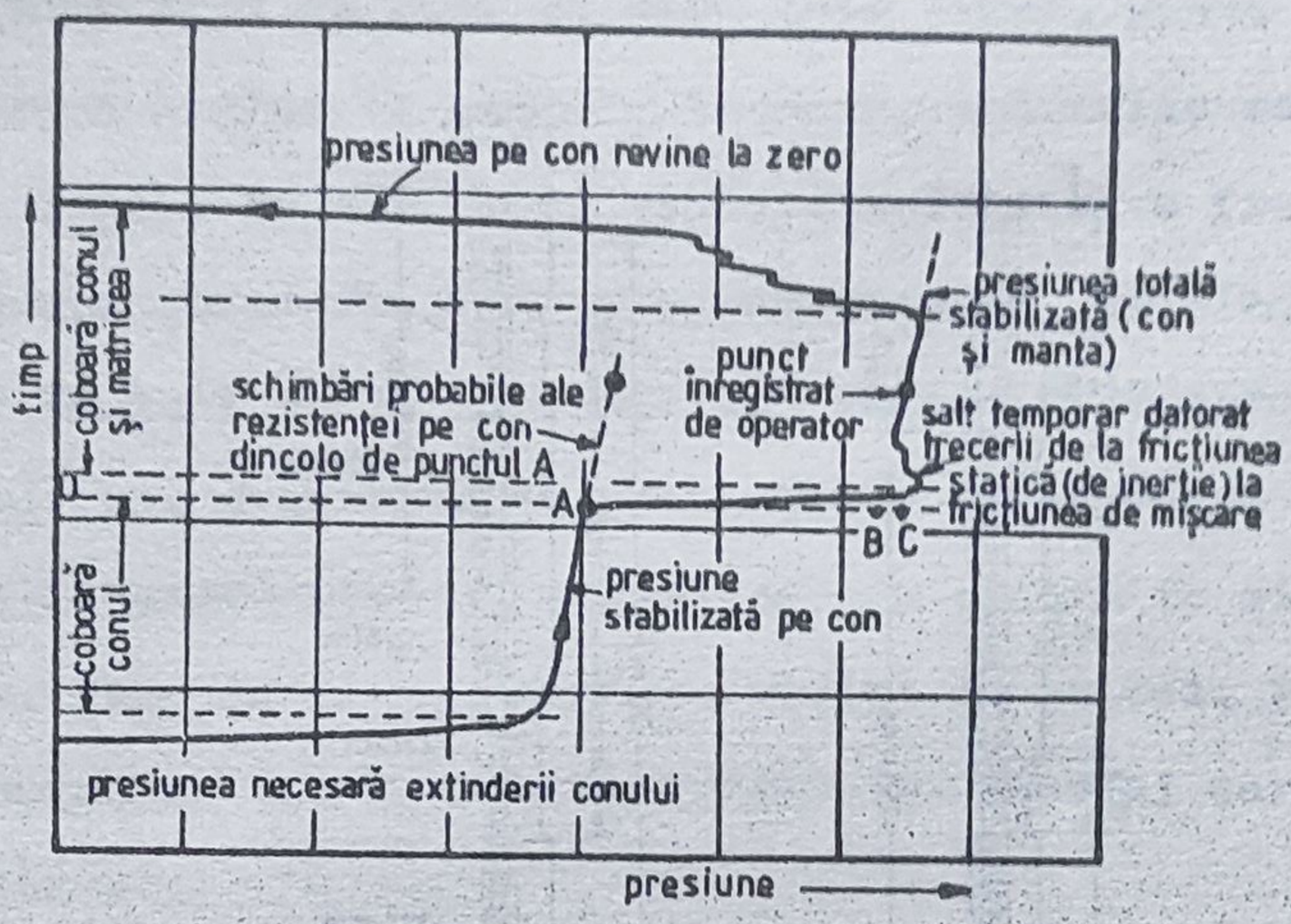


Fig. 2.16. Evoluţia corelaţiei presiune-timp pe parcursul unui test C.P.T. (după ASTM).

3.4.1.1. Efectul penetrării statice asupra unui volum elementar de rocă

In Fig. 2.17 este schematizată penetrarea statică a unui volum elementar de rocă şi efectul ei asupra presiunii neutrale, a efortului efectiv şi a efortului total (prin intermediul cercului Mohr) ca şi evoluţia efortului efectiv şi a poziţiei planelor de rupere.

Pentru început, volumul elementar nu este sub influenţa penetrometrului şi se află în stare de repaus, asupra lui acţionînd eforturi verticale şi radiale efective notate σ'_{v_o} şi σ'_{r_o}, iar presiunea neutrală fiind nulă (u = o, k' este coeficientul presiunii laterale în stare de repaus).

Pentru o rocă normal consolidată σ'_{v_o} este mult mai mare în comparaţie cu σ'_{r_o}. La o rocă cu un grad ridicatde supraconsolidare (ceea ce poate fi adevărat atît pentru nisip cît şi pentru argile), σ'_{r_o} poate fi cu mult mai mare decît σ'_{v_o}.

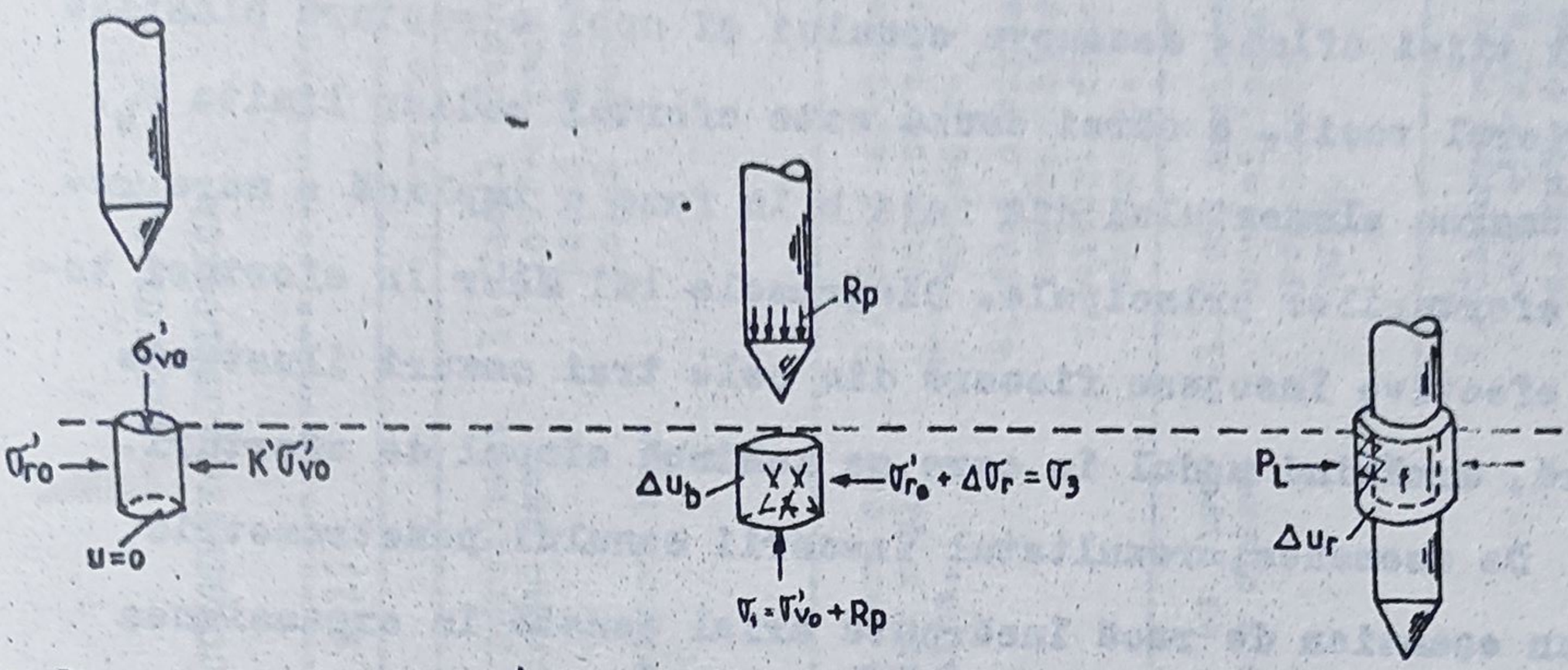


Fig. 2.17. Acţiunea penetrometrului static asupra unui volum elementar de rocă (după G. Sanglerat)

Dacă vîrful penetrometrului este în imediata apropiere a elementului de rocă, cum apare în figura 2.17 b, efortul vertical devine σ_{1b} efortul principal major atît pentru roca normal consolidată cît şi pentru roca supraconsolidată şi apare o variaţie a presiunii neutrale Δu_b. In acest moment elementul de rocă se deformează sub acţiunea unei stări active de eforturi, stare dusă pînă la rupere.

Dacă penetrometrul traversează elementul cilindric de rocă, acest element se transformă într-un cilindru cu grosime mică la care intervine şi o uşoară schimbare de volum în plus sau în minus, dată de disiparea pozitivă sau negativă a presiunii neutrale.

Eşantionul a fost supus la două faze succesive de rupere.

A existat pentru început o ruptură prin frecarea rocii în lungul tijei aflate deasupra conului şi apoi o ruptură plastică în interiorul rocii, a cărei cauză este efortul radiar limita P_L. Distorsionarea elementului din faza b în faza c implică o mare rotaţie a eforturilor principale. Diagramele lui Mohr în eforturi totale şi efective însoţesc fiecare din cele trei cazuri ilustrate în figură, urmărind modul în care se schimbă cîmpul de eforturi.

De asemenea, rezultatul trecerii conului penetrometric printr-un eşantion de rocă încărcată axial constă în expansiunea radială a rocii pe o rază egală cu raza penetrometrului. In consecinţă putem să ne aşteptăm ca efortul radial efectiv σ'_{r_o} , să aibă o influenţă importantă asupra lui Rp, ceea ce s-a confirmat prin experienţele de laborator efectuate de Schmertmann în 1972, experienţe ce au arătat că şi raportul între forţa de frecare rocă-metal r_f şi presiunea aplicată Rp depinde de efortul lateral efectiv.

2.4.1.2. Interpretarea rezultatelor

Ca o primă interpretare a datelor brute anterior prezentate, pe diagrama de penetrare poate fi prezentat şi raportul între frecarea pe manta şi rezistenţa pe con, mărimi măsurate la aceiaşi adîncime. Se exprimă în procente, se numeşte raport de fricţiune şi se notează FR sau Rf. Tabelul 2.1 redă corelaţia între FR şi rocă.

TABELUL 2.1.

ROCA	SCHMERTMANN	BEGEMANN	FUGRO	SANGLERAT
Nisip cu pietriş	0 <FR<0,5			
Nisip	0,5 <FR< 2	1,25 <FR< 1,6	0,5 < FR <1,5	FR<2
Nisip prăfos	1,75 <FR< 2,5	1,6 <FR< 2,5	1,5 < FR< 2	1 <FR<2,5
Praf	2,3 <FR< 3,5	2,5 <FR< 3,6	2 <FR< 2,5	2,75<FR<3,5
Argilă prafoasă	3 <FR< 4,5	3,6 <FR< 4	2,5 <FR< 3	3,5 <FR< 7
Argile	4 <FR	4 <FR< 7	3 <FR< 6	3 <FR< 8
Turbă		7 <FR	6 <FR	

CLASIFICAREA ROCILOR ÎN FUNCŢIE DE RAPORTUL DE FRICŢIUNE FR (%)
(după G. Sanglerat)

TABELUL 2.2.

MODIFICAREA REZISTENTELOR LA PENETRARE IN FUNCTIE DE SUCCESIUNEA LITOLOGICA
(după Buisson)

Rezistenţa pe con (R_p)	Frecarea laterală (Fl)		
	scade	rămâne constantă	creşte
scade	1. Conul pătrunde într-o rocă sfărîmicioasă, antrenînd din straturile superioare nisip sau argile moi. 2. Conul pătrunde într-o argilă sensibilă, antrenînd straturile superioare.	1. Roci prăfoase cu porozitate ridicată care cedează uşor apa. 2. Nisipuri şi pietrişuri în stare afînată.	1. Conul pătrunde într-o rocă compactă care nu cedează uşor apa.
rămâne constant	Roci nisipoase, relativ compacte, în care pătrunderea conului se face prin dezvoltarea unor suprafeţe de alunecare care se închid pe ţevile de protecţie.	Mîluri şi prafuri care cedează uşor apa fără a-şi modifica porozitatea.	1. Roci argiloase care nu cedează apa uşor. 2. Roci nisipoase compresibile (nisipuri) fine, nesaturate.
creşte moderat	Roci nisipoase compacte, în care pătrunderea conului se face prin dezvoltarea unor suprafeţe de alunecare care se închid pe ţevile de protecţie.	Mîluri şi prafuri cu porozitate scăzută care cedează apa.	1. Roci argiloase sau nisipoase cu porozitate scăzută.
creşte foarte repede	Roci necoezive ce conţin pietriş sau bolovăniş ce pot fi antrenate de con, tinzînd a crea goluri.		2. Cedarea rocilor sub vîrful conului se face prin apariţia unor suprafeţe de alunecare care se dezvoltă de-a lungul ţevilor de protecţie.

Penetrometrele moderne pot înregistra pe lîngă rezistenţa pe vîrf şi fricţiunea pe manta, presiunea neutrală ca şi efortul litostatic orizontal (Fig. 2.18).

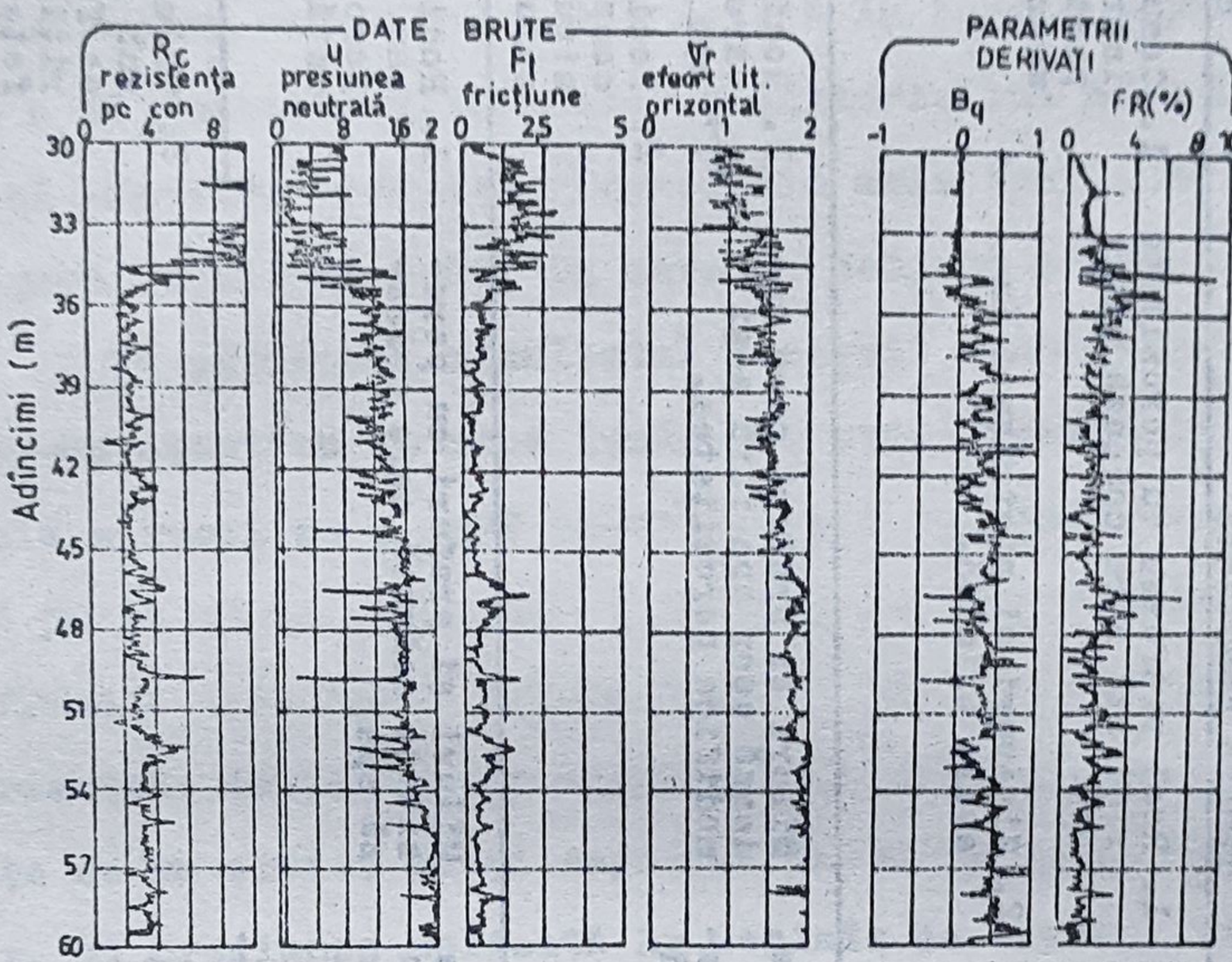


Fig. 2.18. Modalităţi de înregistrare automată specifice unui C.P.T. modern (după J.W. Greid ş.a.).

Stratificaţia terenului de fundare (natura rocii) se poate stabilii pornind de la valorile rezistenţei la penetrare pe con şi analizei alurii diagramelor de variaţie cu adîncimea a celor două mărimi: rezistenţa pe con şi frecarea pe manta. Pe baza unei experienţe îndelungate şi a unui mare număr de încercări, Buisson a elaborat o schemă de interpretare, reprodusă în Tabelul 2.2., schemă care poate constitui un ajutor în interpretarea datelor încercării de penetrare statică.

Pornind de la interpretarea diagramelor de penetrare se pot aduce completări substanţiale la profilele geologice stabilite prin studii clasice (foraje, prelevări de probe, analize de labora-

tor), a căror execuţie este mult mai anevoioasă şi mai costisitoare.

Astfel, diagramele de penetrare statică indică heterogenitatea rocilor dintr-un amplasament, atît pe orizontală cît şi pe verticală şi permit determinarea stratelor care pot fi considerate ca avînd o capacitate portantă bună, atît pentru fundaţii superficiale cît şi pentru fundaţii profunde sau de profunzime medie. In consecinţă testul permite alegerea nivelului de fundare.

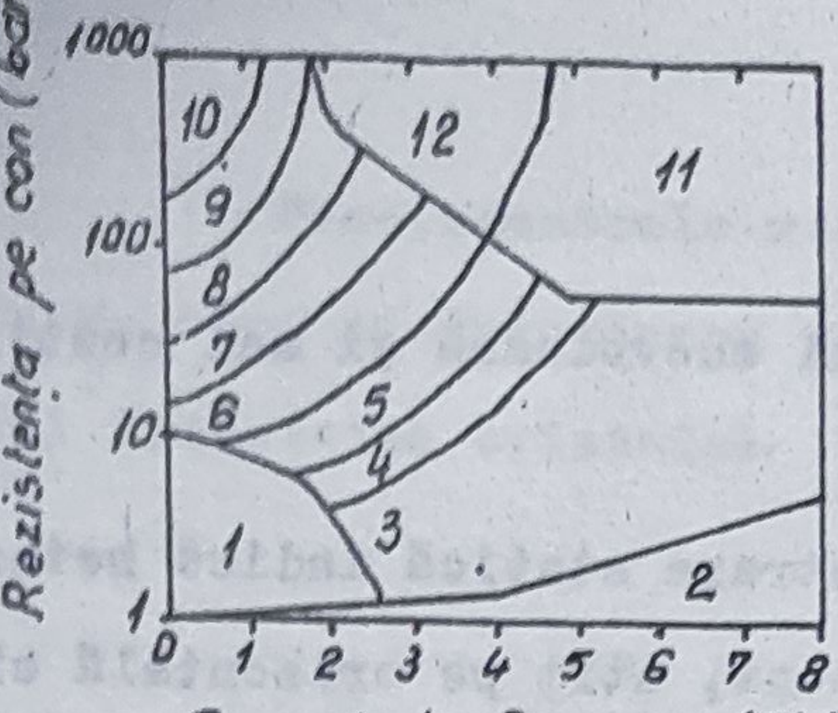
Existenţa acestor diagrame poate limita numărul probelor prelevate din foraje şi a testelor de laborator şi poate extrapola rezultatele acestora pentru întregul strat ce urmează a fi cel mai solicitat, ceea ce este extrem de util în privinţa reducerii preţului de cost a lucrărilor geotehnice într-un amplasament studiat.

O clasificare geotehnică modernă, bazată pe date de penetrare statică, este redată în Fig. 2.19.

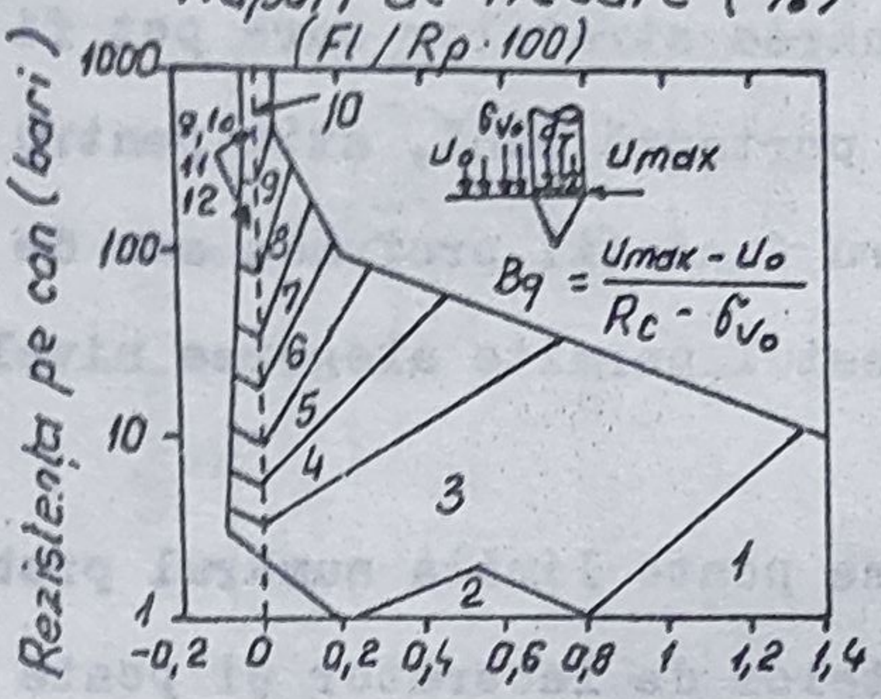
Caracteristicile fizico-mecanice ale rocilor ce alcătuiesc terenul de fundare se estimează orientativ pe baza rezistenţei la penetrare pe con, după cum urmează:

a) Starea de îndesare a nisipurilor se apreciază pe baza rezistenţei Rp, conform Tabelului 2.3., iar consistenţa argilei conform tabelului 2.4. Cunoscînd Rp, se deduce gradul de îndesare şi unghiul de frecare internă pentru nisip (Figurile 2.20 şi 2.21).

b) Greutatea volumică în stare uscată γ_d, porozitatea n şi indicile porilor e, pentru terenurile nisipoase în condiţii naturale, se poate aprecia în funcţie de rezistenţa Rp, pe baza graficului din Fig. 2.22, construit cu ajutorul relaţiei:



a) Diagrama raport de frecare - rezistenta pe con.



b) Diagrama coeficientul presiunii apei din pori (Bq) - presiune pe con (q_t)

Zone	q_t / B_q	Caracteristicile rocii
1	2	granule fine active
2	1	material organic
3	1	argilă
4	1,5	praf argilos - argilă
5	2	argilă prăfoasă - praf argilos
6	2,5	praf nisipos - praf argilos
7	3	nisip prăfos - praf nisipos
8	4	nisip - nisip prăfos
9	5	nisip
10	6	nisip cu pietriș - nisip
11	1	granule fine foarte dense
12	2	nisip - nisip argilos

Coeficientul presiunii apei din pori.

$$B_q = \frac{U_{max} - u_o}{R_c - \sigma_{vo}}$$

U_{max} - valoarea maximă a presiunii din pori

u_o - valoarea presiunii măsurată piezometric

R_c - rezistența la penetrare pe con

σ_{vo} - efortul vertical mediu.

Fig. 2.19. Clasificarea rocilor în funcție de datele furnizate de testul de penetrare statică cu con (după J.W. Greig ș.a.)

CATEGORII DE NISIP	ADÎNCIMEA DE PENETRARE (m)	AFÎNAT $I_D < 0,33$	ÎNDESARE MEDIE $0,33 \geq I_D \geq 0,67$	ÎNDESAT $I_D > 0,67$
NISIP MARE	5	< 10,0	10,0 15,0	> 15,0
	10	< 15,0	15,0 22,0	> 22,0
NISIP MIJLOCIU	5	< 6,0	6,0 10,0	> 10,0
	10	< 9,0	6,0 10,0	> 15,0
NISIP FIN	5	< 3,0	3,0 6,0	> 6,0
	10	< 4,0	4,0 9,0	> 9,0

Tabelul 2.3

STAREA DE ÎNDESARE APRECIATĂ PE BAZA REZISTENȚEI R_p MPa
(după M. Păunescu ș.a.)

REZISTENȚA LA PENETRARE PE CON (daN/cm²)	CONSISTENȚA
> 100	tare
50 – 100	plastic vîrtos (semitare)
30 – 50	plastic consistent
10 – 20	plastic moale
< 10	plastic curgător

Tabelul 2.4

CONSISTENȚA ROCILOR ARGILOASE ÎN FUNCȚIA DE R_p
(după M. Păunescu ș.a.)

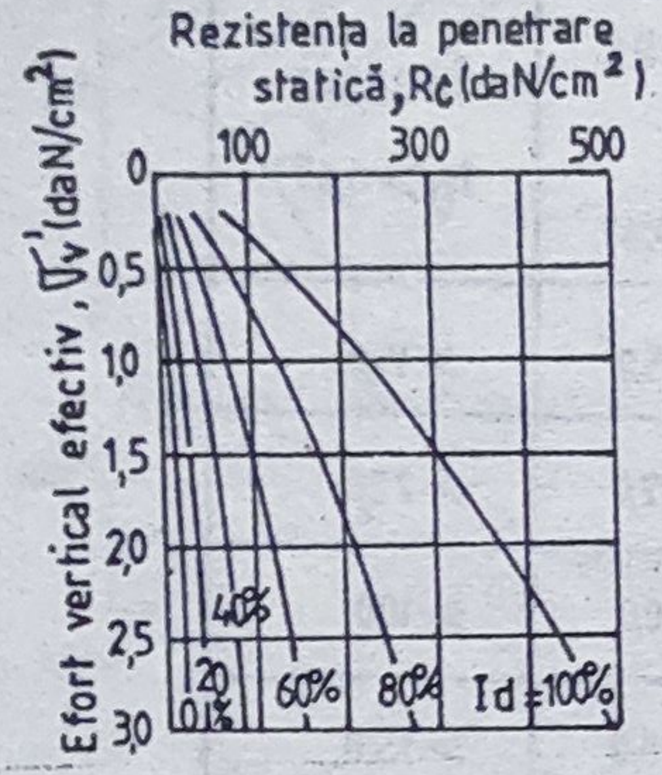


Fig. 2.20. Corelația între rezistența pe con și gradul de îndesare, în ipoteza Schmertmann.

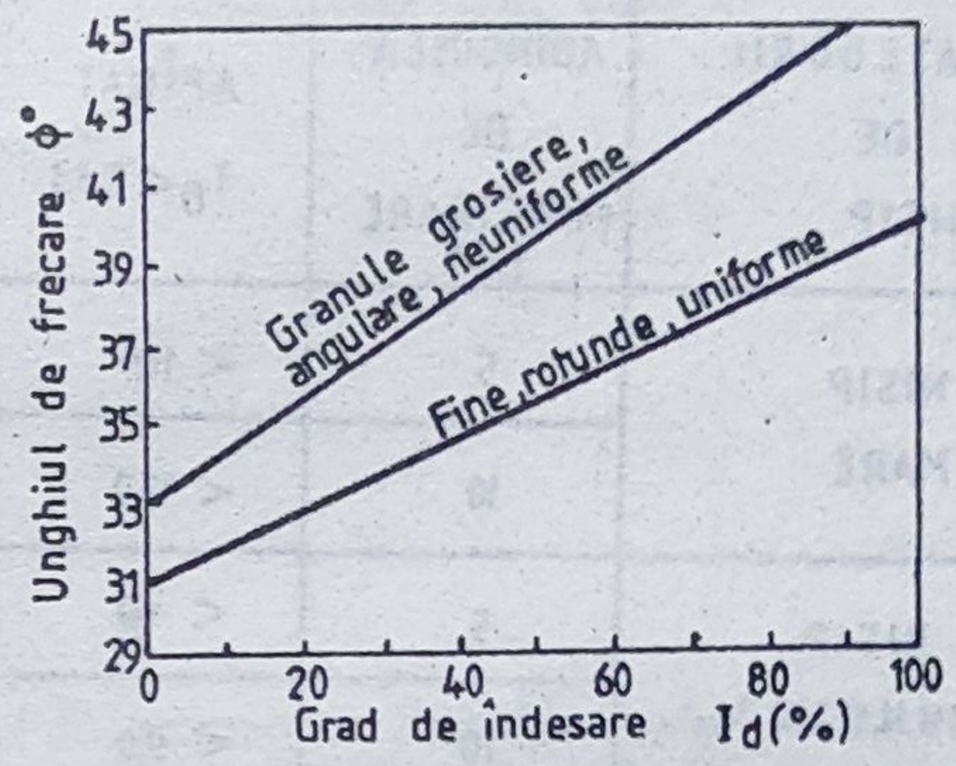


Fig. 2.21. Relația între Ø și Id pentru nisipuri cuarțifere în ipoteza Schmertmann.

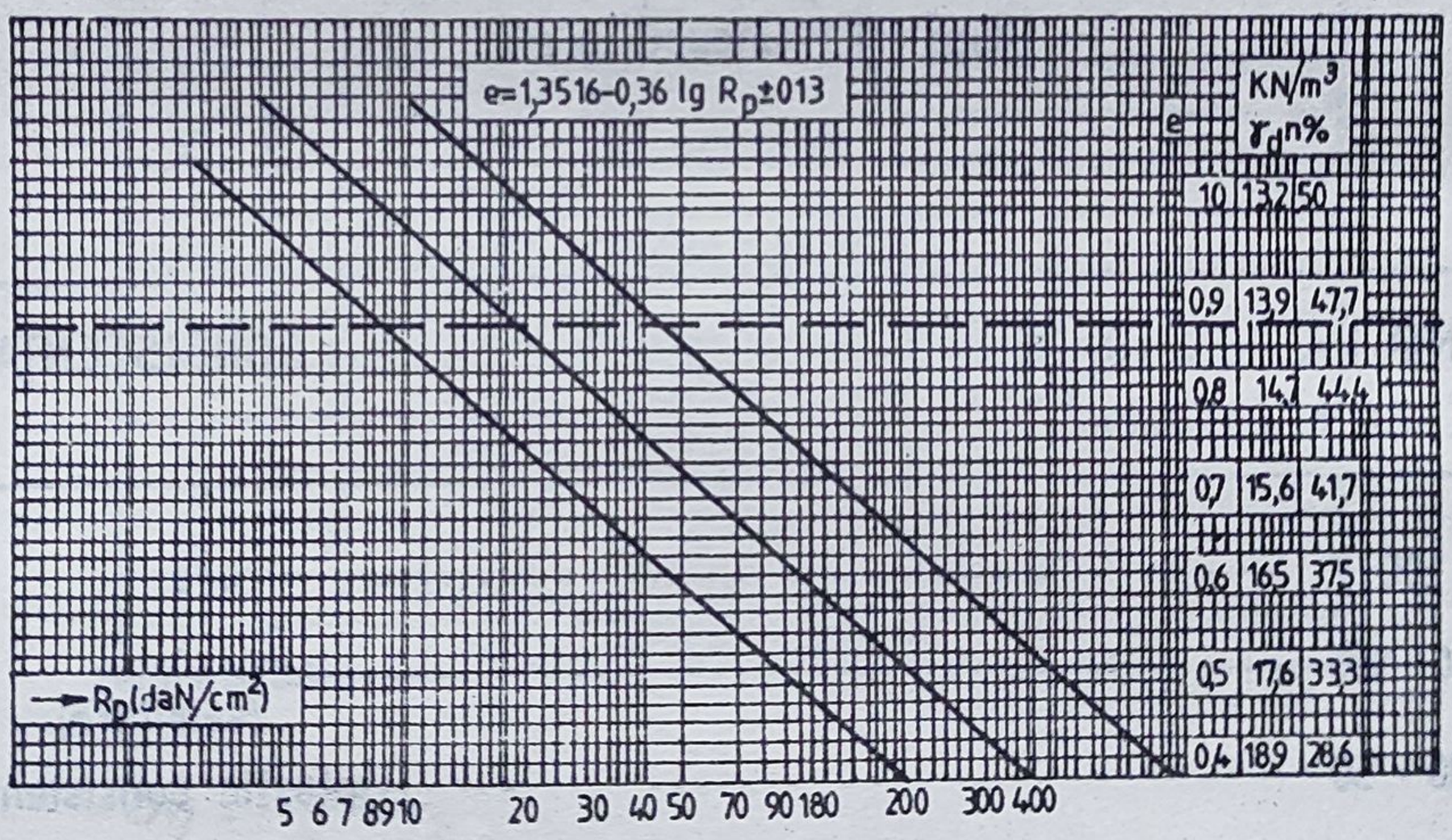


Fig. 2.22. Grafic pentru determinarea caracteristicilor γ_d și n și e (după M. Păunescu ș.a.)

$$e = 1{,}3516 - 0{,}36 \lg Rp \pm 0{,}13$$

c) Unghiul de frecare internă al nisipurilor se poate aprecia în funcție de Rp cu ajutorul abacelor din Fig. 2.23.

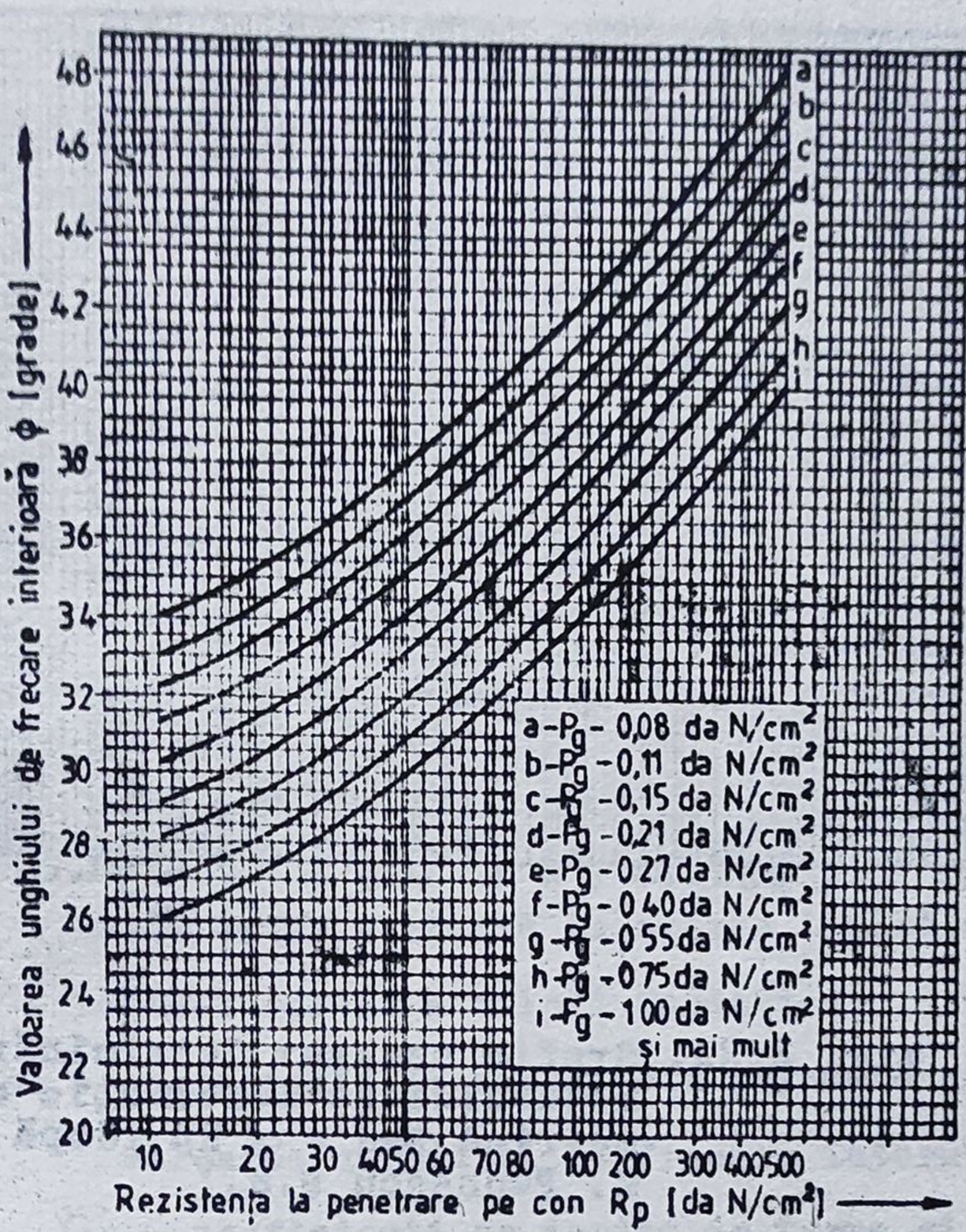


Fig. 2.23. Abaca pentru determinarea unghiului de frecare interioară (după M. Păunescu ş.a.).

d) Coeziunea c, pentru argile moi, mîluri, etc., pentru care unghiul de frecare internă este neglijabil ($\phi = 0$), se poate aprecia în funcţie de Rp (exprimată în MPa) pe baza relaţiei:

$$c = Rp/14$$

e) Modulul de deformaţie edometrică (Eed_{2-3}) se stabileşte în mod orientativ astfel:

- pe baza relaţiei $Eed = \alpha Rp$

unde $\alpha = 1,5$ pentru nisipuri cu $Rp > 4,5$ MPa

$2 < \alpha < 5$ pentru nisipuri argiloase şi argile compacte cu $1,5 < Rp < 3,0$ MPa

$5 < \alpha < 10$ pentru argile moi cu $Rp < 1$ MPa.

- pe baza graficului din figura 2.24.

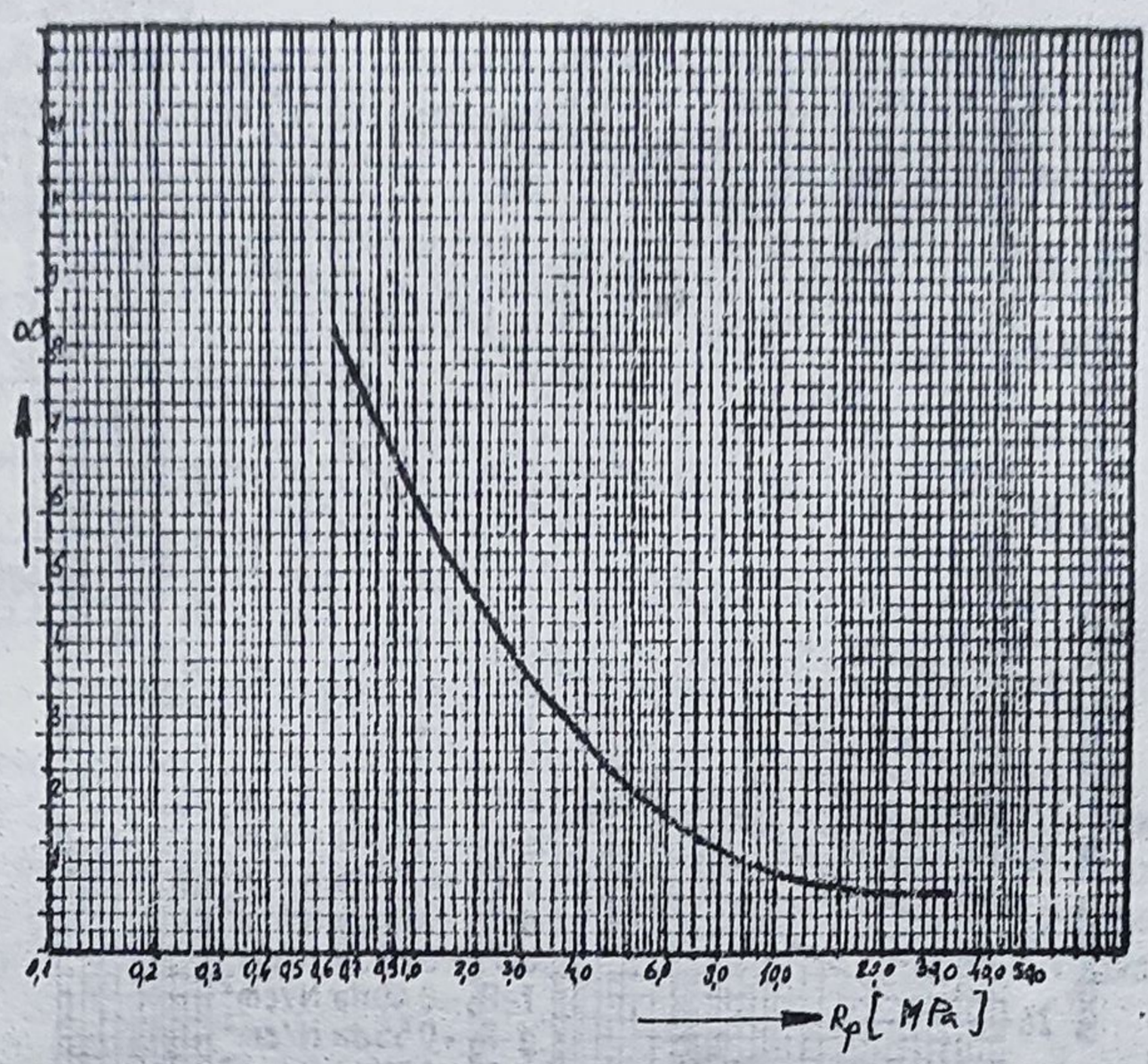


Fig. 2.24. Grafic necesar determinării modulului de deformaţie edometrică Eed = α Rp (după M. Păunescu ş.a.)

f) Cu ajutorul modulului de deformaţie edometrică se poate calcula modulul de deformaţie liniară (E) cu relaţia: $E = \eta \cdot Eed$ în care η este un coeficient pentru care se poate lua valoarea 1,25-2. Valoarea lui η se alege în funcţie de caracterul formaţiunii care intră în zona activă. Astfel, dacă în zona activă avem un depozit aparţinînd de formaţiunea acoperitoare se poate adopta η = 1,25, iar pentru roca de bază η = 1,5-2.

Domeniul de valori pentru η poate fi extins pe baza cunoaşterii în detaliu a calităţii rocilor din zona activă. Astfel, dacă depozitele formaţiunii acoperitoare sunt foarte compresibile (au un caracter mîlos), se poate lua η = 1, iar pentru roci argiloase foarte puţin compresibile aparţinînd de roca de bază, se pot lua valori η = 2. Cu alte cuvinte valoarea coeficientului η este la mîna inginerului geolog pentru a pune în evidenţă calităţile reale ale terenului de fundare.

De asemenea se poate determina coeficientul de compresibilitate volumică (a_v) după relaţia:

$$a_v = 1/E = 1/\alpha Rp$$

Un strat de rocă de grosime h supus iniţial la o presiune apoi la o creştere a presiunii Δp, va suferi o tasare Δh:

$$\Delta h = h \cdot \Delta p \cdot a_v$$

g) Calculul capacităţii portante a fundaţiilor de suprafaţă şi verificarea tasărilor probabile se poate face informativ, pe baza datelor de penetrare statică, cu ajutorul cărora s-au estimat valorile medii ale caracteristicilor fizico-mecanice ale rocilor. Se poate calcula capacitatea portantă a terenului cu ajutorul relaţiei:

$$p_{cr} = \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma + c \cdot Nc \cdot \xi c + q \cdot Nq \cdot \xi q$$

unde: p_{cr} = capacitatea portantă la starea limită de rupere,

B = lăţimea redusă a tălpii fundaţiei,

N_γ, Nc, Nq = coeficienţi de capacitate portantă care depind de valoarea unghiului de frecare internă Ø,

ξ_γ, ξc, ξq = coeficienţi ce depind de forma şi dimensiunile fundaţiei.

Factorii de capacitate portantă, pentru nisipuri, în ipoteza Meyerhof sunt redaţi în Fig. 2.25.

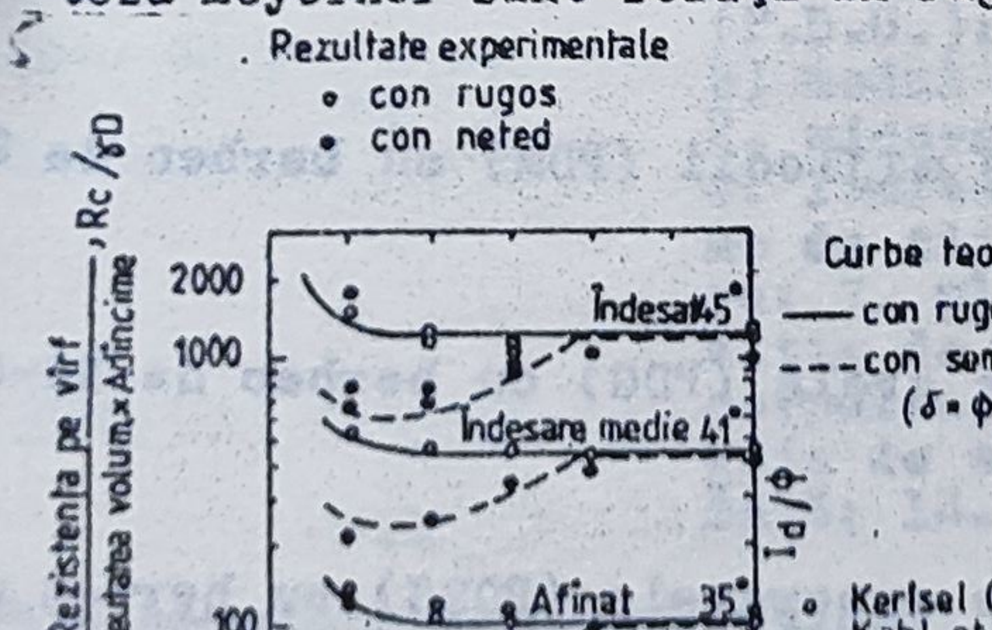


Fig. 2.25. Factori de capacitate portantă în ipoteza Meyerhof:
a) Efectul rugozităţii şi a unghiului la vîrf;
b) Ale unghiului la vîrf pentru $\sigma/\emptyset$ = =0,5 şi 30°;
c) corelaţia unghiului de frecare internă cu rezistenţa limită pe con.

De asemenea se poate determina coeficientul de compresibilitate volumică (a_v) după relaţia:

$$a_v = 1/E = 1/\alpha Rp$$

Un strat de rocă de grosime h supus iniţial la o presiune apoi la o creştere a presiunii Δp, va suferi o tasare Δh:

$$\Delta h = h \cdot \Delta p \cdot a_v$$

g) Calculul capacităţii portante a fundaţiilor de suprafaţă şi verificarea tasărilor probabile se poate face informativ, pe baza datelor de penetrare statică, cu ajutorul cărora s-au estimat valorile medii ale caracteristicilor fizico-mecanice ale rocilor. Se poate calcula capacitatea portantă a terenului cu ajutorul relaţiei:

$$p_{cr} = \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma + c \cdot Nc \cdot \xi c + q \cdot Nq \cdot \xi q$$

unde: p_{cr} = capacitatea portantă la starea limită de rupere,

B = lăţimea redusă a tălpii fundaţiei,

N_γ, Nc, Nq = coeficienţi de capacitate portantă care depind de valoarea unghiului de frecare internă Ø,

ξ_γ, ξc, ξq = coeficienţi ce depind de forma şi dimensiunile fundaţiei.

Factorii de capacitate portantă, pentru nisipuri, în ipoteza Meyerhof sunt redaţi în Fig. 2.25.

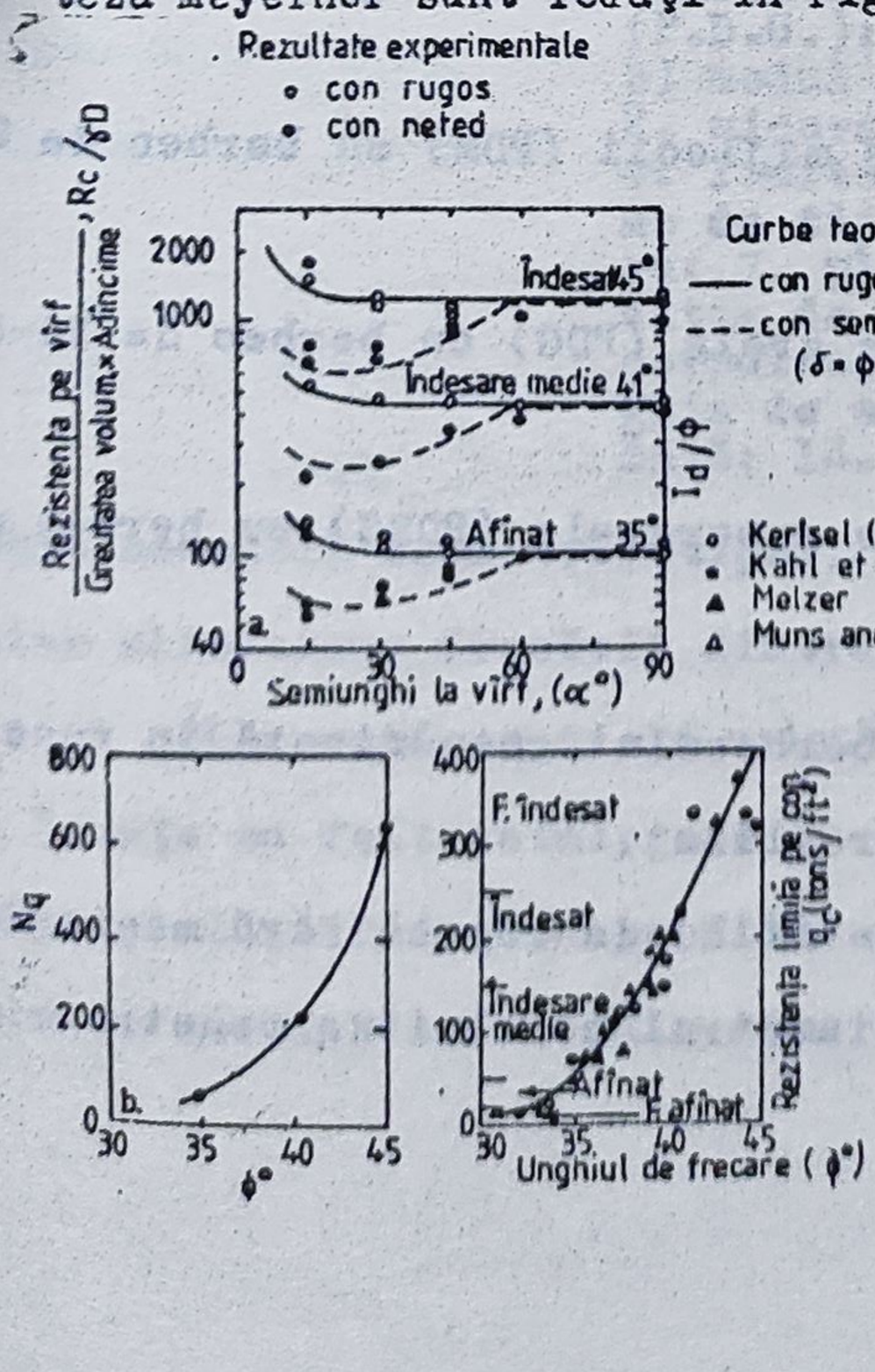


Fig. 2.25. Factori de capacitate portantă în ipoteza Meyerhof:
a) Efectul rugozităţii şi a unghiului la vîrf;
b) Ale unghiului la vîrf pentru σ/Ø = =0,5 şi 30;
c) corelaţia unghiului de frecare internă cu rezistenţa limită pe con.

2.4.2. Încercarea de penetrare dinamică cu con

(D.P. - DINAMIC PROBING; RAM SOUNDING)

Încercarea la penetrare dinamică cu con, constă în introducerea în teren, prin batere cu ajutorul unui berbec care, cade liber de la înălţime constantă, a sondei cu vîrf conic. Pe parcursul încercării se înregistrează numărul de lovituri (Nz) necesar pentru înfigerea conului pe echidistanţa z de 10 sau 20 cm, alegerea acesteia fiind în funcţie de precizia cu care se trasează diagrama de penetrare.

Tipurile de penetrometre dinamice utilizate în practică variază în funcţie de lucrul mecanic dezvoltat de berbecul în cădere, modul de acţionare al acestuia (manual sau mecanic), precum şi modul de înregistrare a numărului de lovituri la înaintarea conului pe o adîncime constantă z.

2.4.2.1. Aparatura - variante constructive

In funcţie de masa berbecului, penetrometrele se clasifică în:

- penetrometre dinamice uşoare (PDU) cu berbec de 5-10 kg (Fig. 2.26)
- penetrometre dinamice mijlocii (PDM) cu berbec de 20-40 kg,
- penetrometre dinamice grele (PDG) cu berbec de 50-80 kg,
- penetrometre dinamice supergrele (PDSG) cu berbec mai mare de 90 kg.

Înălţimea de cădere a berbecului este fixată în funcţie de lucrul mecanic care trebuie realizat.

Penetrometrele dinamice fiind de regulă fără manta de protecţie a coloanei de tije, diametrul conului de penetrare depă-

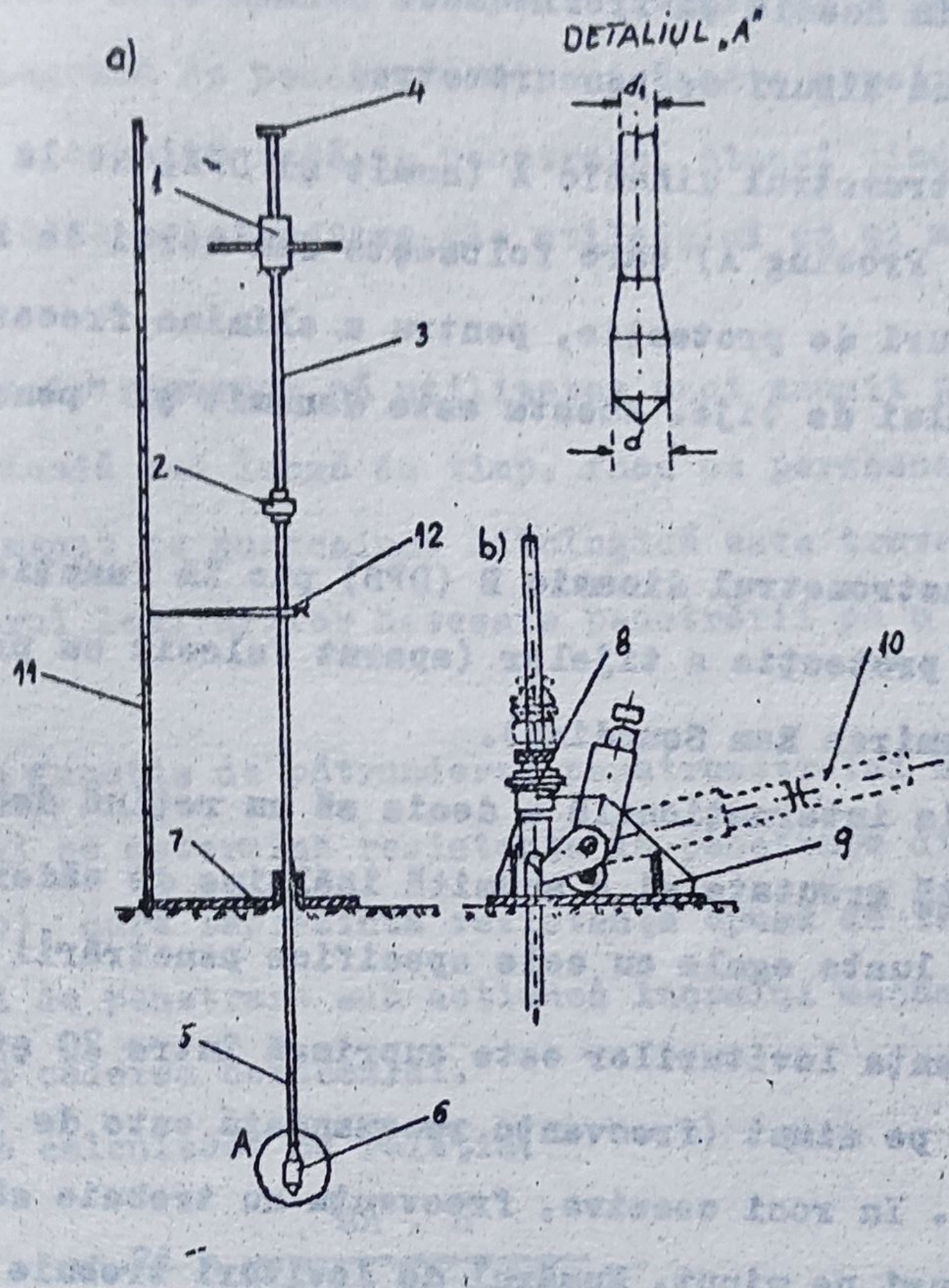


Fig. 2.26. Penetrometrul dinamic cu con (P.D.U.): a) introducere în sol, b) modul de extragere: 1. berbec; 2. nicovală; 3. tija de ghidaj; 4. limitator de cursă; 5. coloana de tije; 6. conul de penetrare; 7. placa de bază; 8. dispozitiv de prindere cu bile; 9. corpul extractorului; 10. pîrghia de acţionare; 11. tijă gradată; 12. ac indicator.

geşte sensibil diametrul tijei, fapt ce conduce la diminuarea sau chiar eliminarea frecării dintre coloana de tije şi teren.

La scară mondială există numeroase variante constructive (numai în Franţa au fost catalogate în anul 1974 un număr de 17 tipuri), principiul de funcţionare fiind însă acelaşi. Comisia internaţională de standardizare (din care fac parte: Guy Sanglerat din

Franţa, Broms din Suedia şi Trofimencov de la Moscova) a decis să nu reţină decît două tipuri de penetrometre;

- penetrometrul dinamic A (numit şi DPA, de la expresia engleză Dynamic Probing A) care foloseşte sau noroi de foraj cu bentonită, sau tuburi de protecţie, pentru a elimina frecarea laterală în lungul trenului de tije. Acesta este denumit şi "penetrometru de referinţă".

- penetrometrul dinamic B (DPB) pus în funcţiune fără nici un fel de protecţie a tijelor (aparat folosit cu precădere în Suedia sub denumirea Ram Sounding).

Comisia internaţională a decis să nu reţină decît un berbec de o anumită greutate şi o anumită înălţime de cădere liberă. Ambele au fost luate egale cu cele specifice penetrării standard.

Frecvenţa loviturilor este cuprinsă între 20 şi 60 căderi ale berbecului pe minut (frecvenţa recomandată este de 30 de lovituri pe minut). In roci coezive, frecvenţa nu trebuie să depăşească 30 de lovituri pe minut. Numărul de lovituri trebuie raportat pentru fiecare avansare cu 0,2 m a conului.

Penetrarea dinamică nu este indicată pentru roci coezive şi nici pentru lutite siltice plastic moi. In U.R.S.S. penetrările dinamice sunt interzise în argile.

2.4.2.2. <u>Reprezentarea şi interpretarea rezultatelor testului de penetrare dinamică</u>

Rezultatele sunt redate grafic prin valoarea N care reprezintă numărul de lovituri necesar pentru a obţine o înfigere de 20 cm, 30 cm sau 10 cm şi consemnate ca fiind N_{20}, N30 sau N10.

Avînd în vedere numeroasele variante constructive, nu există o standardizare privind interpretarea diagramelor de pene-

trare dinamică. Este unanim acceptată regula de a nu interpreta niciodată o diagramă de penetrare dinamică care corelează numărul de lovituri cu o anumită rată de penetrare, atunci cînd nu se cunosc caracteristicile constructive ale utilajului ca şi modul de lucru folosit.

Este de remarcat că utilizarea unui anumit penetrometru dinamic o perioadă mai lungă de timp, face ca persoana ce-l utilizează să ştie exact ce succesiune litologică este traversată în funcţie de numărul loviturilor necesare penetrării pe o anumită adîncime.

In funcţie de pătrunderea penetrometrului sub o lovitură a berbecului se determină rezistenţa la penetrare dinamică pe con, Rd (daN/cmp), care reprezintă rezistenţa opusă de teren la intrarea conului de penetrare sub acţiunea lucrului mecanic constant realizat prin căderea berbecului.

Se calculează cu relaţia:

$$Rd = \frac{Gn \cdot h}{(Gn + nGt).e.A}$$

unde:

n = numărul tijelor folosite pînă la adîncimea la care se calculează Rd,

Gt = greutatea unei tije,

n = numărul tijelor,

Gn = greutatea nicovalei,

h = înălţimea de cădere a berbecului,

e = pătrunderea conului pentru o singură lovitură,

A = aria secţiunii transversale a conului.

Datele obţinute prin sondaje de penetrare dinamică cu con, efectuate în cadrul lucrărilor de cercetare a unui amplasament, permit reducerea cantitativă a lucrărilor clasice de ivestigare. Dia-

grama obţinută pe baza datelor sondajului de penetrare efectuat într-un punct al amplasamentului, se compară cu diagrama de penetrare etalon, efectuată lîngă un foraj de control. Acolo unde alura diagramei diferă de cea a diagramei etalon, se execută un nou foraj geotehnic.

Pentru testarea calităţii lucrărilor de consolidare a terenurilor slabe de fundare, diagramele de penetrare de control efectuate în teren consolidat se compară cu diagramele de penetrare martor executate în teren natural (înainte de consolidare).

Prin metoda penetrării dinamice se poate reduce numărul încercărilor de probă, efectuate pentru determinarea capacităţii portante a piloţilor. In acest sens se execută un număr redus de încercări de probă pe pilot, în vecinătatea cărora se execută sondaje de penetrare şi se compară diagramele obţinute la sondajele de penetrare efectuate lîngă piloţii a căror capacitate portantă se impune să fie evaluată.

Diferenţe evidente între diagrama de penetrare, executată lîngă un pilot de pe amplasament şi diagrama etalon, desemnează modificări ale capacităţii portante, care impun de regulă efectuarea unor încercări de probă.

Penetrarea dinamică cu con fiind o metodă de investigare continuă, permite detectarea şi controlul stratificaţiei terenului de fundare, deoarece rezistenţa la penetrare pe vîrf, exprimată prin numărul de lovituri Nz, variază, în funcţie de natura terenului.

La stabilirea diferitelor orizonturi litologice, trebuie să se ţină seama de influenţa alternanţei stratelor. In cazul în care diagrama de penetrare nu delimitează chiar orizonturi litologice, sau cînd apar neconcordanţe cu stratificaţia din forajul de referinţă, se recomandă utilizarea diagramei integrale sau diferen-

ţiale. Diagrama integrală reprezintă variaţia numărului de lovituri însumate ($\sum Nz$) cu adîncimea. Diagrama prezintă puncte de frîngere, între care se acceptă o variaţie liniară. Diagrama diferenţială reprezintă variaţia $\Delta N/\Delta h$ cu adîncimea. Punctele de frîngere (de schimbare de pantă) în diagrama integrală şi salturile din cea diferenţială indică cota delimitării între stratele cu caracteristici diferite.

In literatura de specialitate sunt date diverse corelaţii empirice stabilite experimental pentru aprecierea unor caracteristici fizico-mecanice ale terenului de fundare pe baza datelor sondajelor de penetrare dinamică cu con.

Astfel, pentru aprecierea greutăţii volumice a nisipurilor se foloseşte relaţia Durante:

$$\gamma = 0{,}0194\ N10 + 1{,}501$$

Se apreciază greutatea volumică în stare naturală (greutatea volumică aparentă) în funcţie de numărul de lovituri N10 necesar pentru înfigerea sondei pe 10 cm.

Gradul de îndesare a nisipurilor mijlocii şi fine din depozite naturale se poate aprecia orientativ în funcţie de numărul loviturilor N10 corespunzător penetrometrului dinamic uşor (Fig. 2.27), cu relaţia:

$$\log I_D = 0{,}554 \log N_{10\text{-}PDU} + 0{,}98$$

Rezistenţa la penetrare statică pe con Rp se determină cu relaţiile următoare:

- în cazul utilizării penetrometrului dinamic uşor pentru nisipuri fine şi mijlocii:

$$R_p = 0{,}203\ N_{10\text{-}PDU}\ ;$$

- în cazul utilizării penetrometrului dinamic greu pentru nisipuri fine:

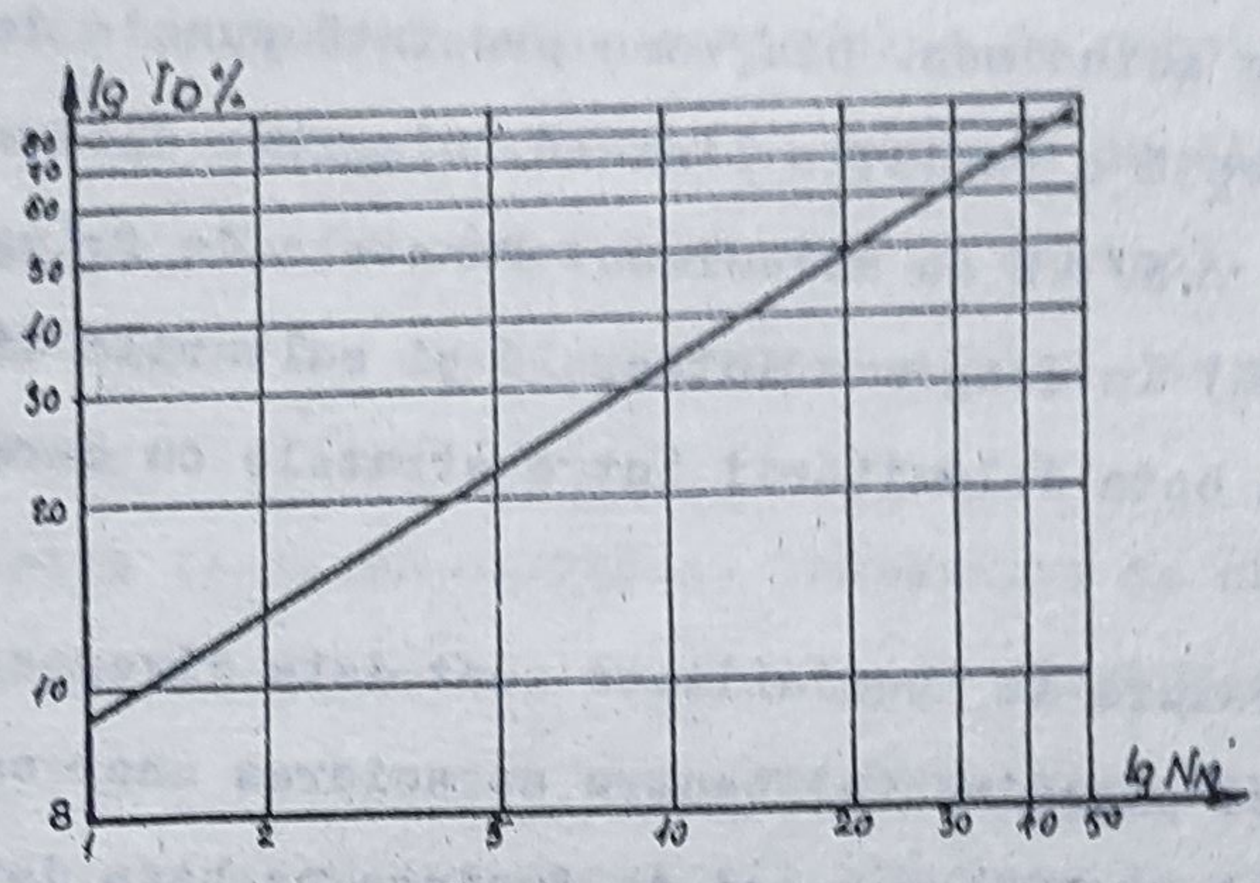


Fig. 2.27. Diagrama pentru determinarea gradului de îndesare a nisipurilor naturale (după C.Culiţă)

$$R_p = 0,28\ N_{20\text{-}PDG}\ ;$$

- în cazul utilizării penetrometrului dinamic greu, pentru nisipuri medii şi grosiere:

$$Rp = 0,66\ N_{20\text{-}PDG}\ ;$$

unde $N_{10\text{-}PDU}$ $N_{20\text{-}PDG}$ = sunt valori corecte ale numărului de lovituri în funcţie de factorii de influenţă.

Cu ajutorul lui Rp se poate determina în continuare: greutatea volumică în stare uscată, indicile porilor, modulul de deformaţie edometrică, utilizînd relaţiile de la penetrometrul static.

2.4.3. Incercarea de penetrare dinamică standard (S.P.T. - Standard Penetration Test)

Penetrarea dinamică standard se execută în gaura de foraj. Procedeul constă în lansarea unui dispozitiv cu tub carotier (Fig. 2.28), cu diametrul de 51 mm pe talpa găurii de foraj. Infigerea tubului în talpă pe 15 cm adîncime, marcarea acestei adîncimi pe garnitura de prăjini de foraj şi apoi înregistrarea numărului de lovituri N necesare pentru înfigerea tubului carotier pe 30 cm adîncime cu ajutorul unui berbec în greutate de 63,5 kg ce cade de la înălţimea de 760 mm.

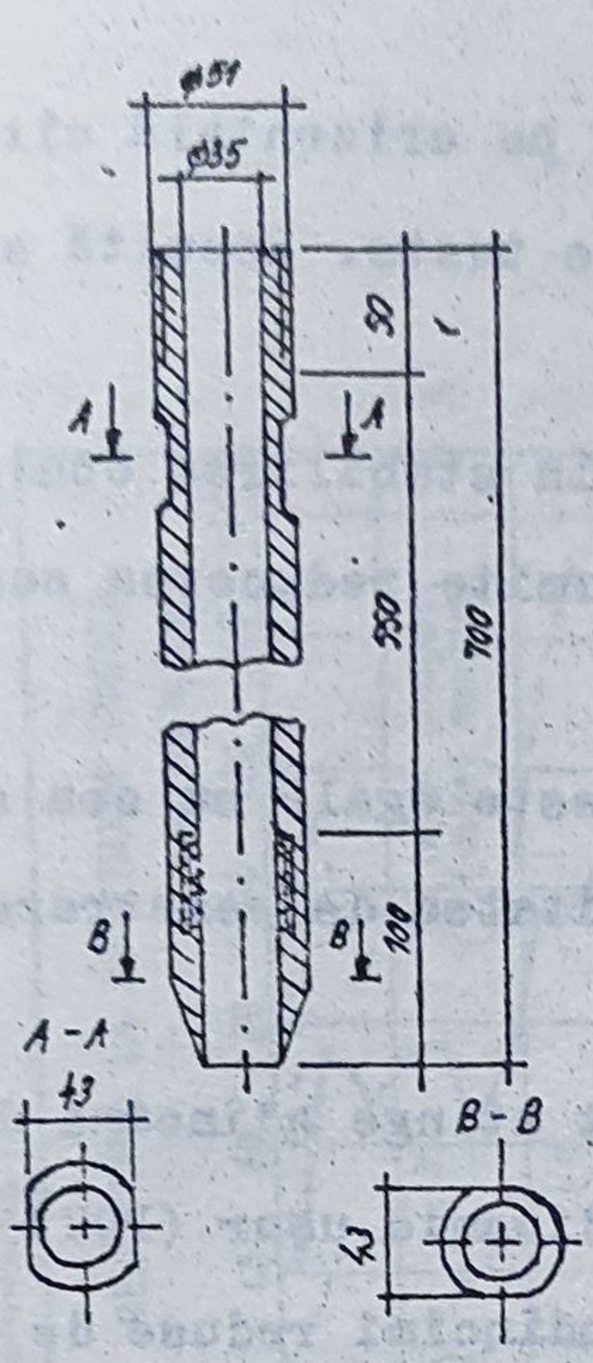


Fig. 2.28. Tubul carotier al penetrometrului standard.

Datele obţinute din încercare permit aprecierea stării de îndesare a nisipurilor sau a stării de consistenţă a argilelor.

2.4.4. <u>Domeniul de utilizare a testelor de penetrare</u>

Testul de penetrare se execută în roci coezive şi necoezive, sărace în particole grosiere (pietriş şi bolovăniş).

Diagrama de penetrare redată pentru fiecare test efectuat oferă o serie de elemente calitative asupra amplasamentului cercetat. Astfel, rezultatele se utilizează la:

- exploatarea identificării litologice făcute prin sondaje;
- verificarea uniformităţii litologice pe suprafaţa unui amplasament;
- reperarea diferitelor orizonturi litologice.

Pe amplasamentul cercetat se execută în mod obligatoriu cel puţin un foraj geotehnic, care se va cupla cu un test de penetrare executat în vecinătatea acestuia, la distanţa minimă de 2 m. Diagrama de penetrare astfel obţinută corelată cu stratificaţia rezultată din foraj, se va considera diagrama etalon pentru amplasamentul dat sau pentru o zonă din acesta, avînd stratificaţia uniformă. Dacă se constată r odificări pronunţate în diagrama de penetrare faţă de cea etalon, se execută un nou foraj în vecinătatea sondajului de penetrare.

După etalonare sc pot corela atît pe orizontală cît şi pe verticală datele provenind dintr-o reţea de teste. Rezultă secţiuni geologice de detaliu.

Folcsirea testelor de penetrare în stabilirea condiţiilor geotehnice de fundare pe un amplasament permite reducerea cantitativă a lucrărilor clasice de investigare.

Adîncimea sondelor de penetrare, este egală cu cea stabilită pentru foraje, limitată însă de capacitatea de penetrare a aparatului în condiţii geotehnice date.

Sondajele de penetrare statică pot atinge adîncimi de 20 m şi uneori chiar mai mari. Penetrometrul dinamic uşor (PDU) poate fi folosit pentru cercetarea terenului pe adîncimi reduse de 6-8 m, în roci nisipoase afînate şi de îndesare medie, sărace în fragmente mari. In rocile argiloase de consistenţă redusă, adîncimea de investigare este limitată la 4-5 m. La rocile rezistente şi cînd adîncimea de cercetare depăşeşte valori limită ale PDU, se utilizează penetrometrele mijlocii şi grele. In mod frecvent cu PDM se ating adîncimi de 8-15 m, iar cu PDG de 15-20 m. Sondajele de vibropenetrare pot fi conduse la adîncimi de 8-10 m, în funcţie de natura terenului şi caracteristicile vibratorului utilizat.

La verificarea calităţii lucrărilor de înbunătăţire a terenurilor de fundare, dificile, prin compararea diagramelor de penetrare martor, efectuate în terenul natural şi a diagramelor de penetrare de control, efectuate în terenul îmbunătăţit, se pot stabili:

- efectul calitativ al lucrării de îmbunătăţire prin majorarea rezistenţei la penetrare (Fig. 2.29),

- efectul lucrării de îmbunătăţire prin aprecierea unor caracteristici geotehnice ale terenului natural şi îmbunătăţit utilizînd corelaţii empirice existente în literatură sau stabilite prin

B.C.U. „M. EMINESCU" IAȘI

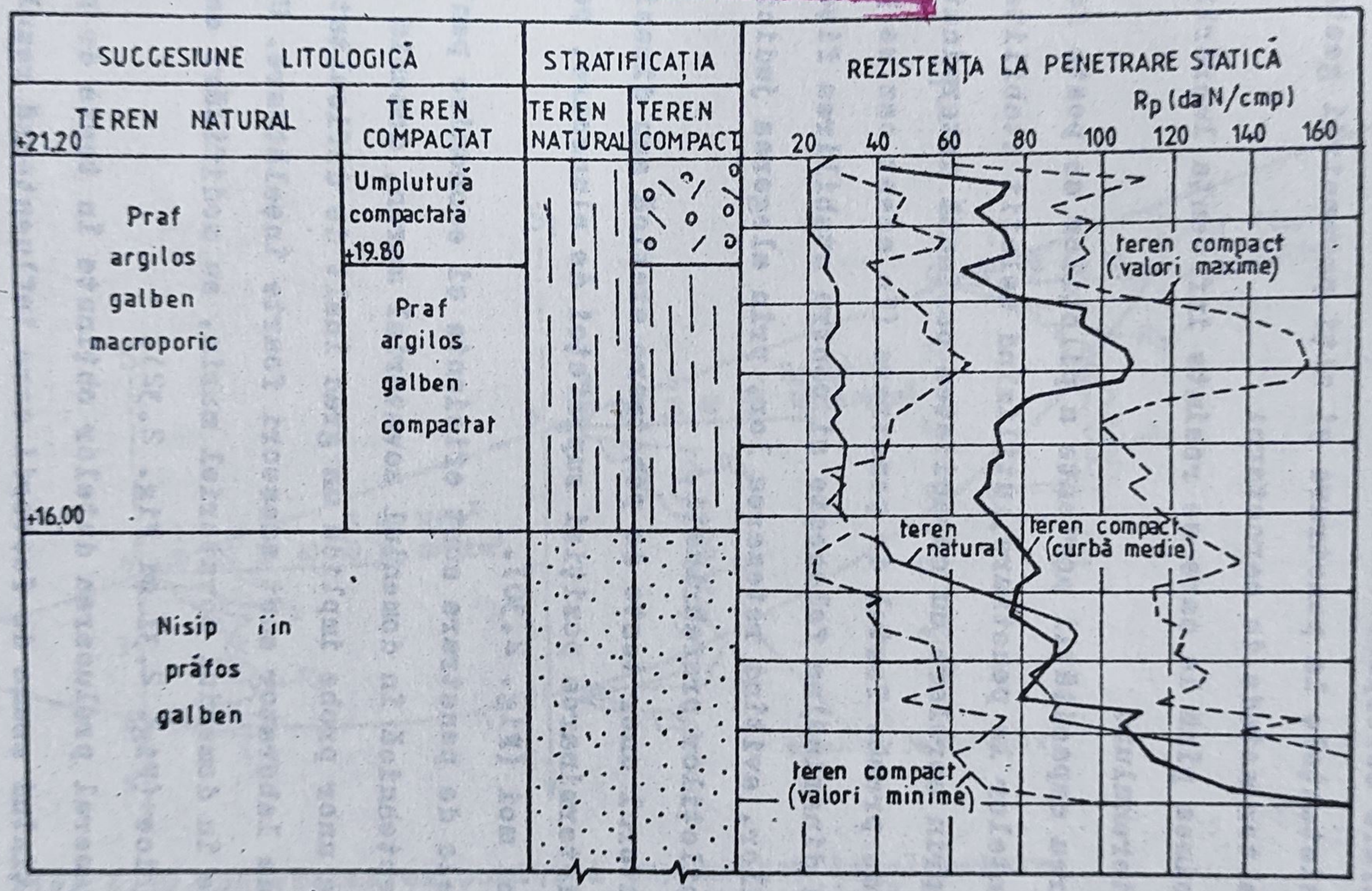


Fig. 18 UTILIZAREA TESTULUI DE PENETRARE STATICĂ LA EVALUAREA REZULTATELOR COMPACTĂRII CU MAIUL DE 10 t (platforma industriala Giurgiu – după C. Culiță)

datele din amplasamentul studiat (corelaţie între caracteristici geotehnice ale terenului şi rezistenţa la penetrare, între rezistenţele la penetrare corespunzătoare diverselor tipuri de penetrări sau între rezistenţele la penetrare şi alţi parametrii geotehnici specifici altor metode de cercetare:

- adîncimea pînă la care se resimte influenţa lucrării de îmbunătăţire a terenului.

Evaluarea capacităţii portante a piloţilor se poate face pe baza rezistenţelor la penetrare, utilizînd relaţii stabilite în acest scop sau prin corelare cu capacitatea portantă determinată prin încercări de probă. Testul de penetrare (în acest caz se preferă penetrarea dinamică) se foloseşte şi pentru stabilirea fişei exacte a piloţilor, evitînd retezarea lor, prin alegerea judicioasă a lungimii piloţilor prefabricaţi.

Cu ajutorul unor teste de penetrare statică sau dinamică este posibilă determinarea poziţiei suprafeţei de alunecare, pentru un taluz în roci moi (Fig. 2.30).

Testele de penetrare sunt eficiente şi economice pentru investigarea geotehnică în domeniul acvatorial marin, domeniu în care prelevarea unor probe implică un grad înalt de dificultate, iar analizele de laborator sunt adeseori foarte înşelătoare. Utilajele folosite în domeniul acvatorial marin, au modificări constructive specifice (Fig. 2.31 şi Fig. 2.32).

In general prelucarea datelor obţinute în teste de penetrare se face ţinînd seama de factorii care influenţează rezultatele încercărilor.

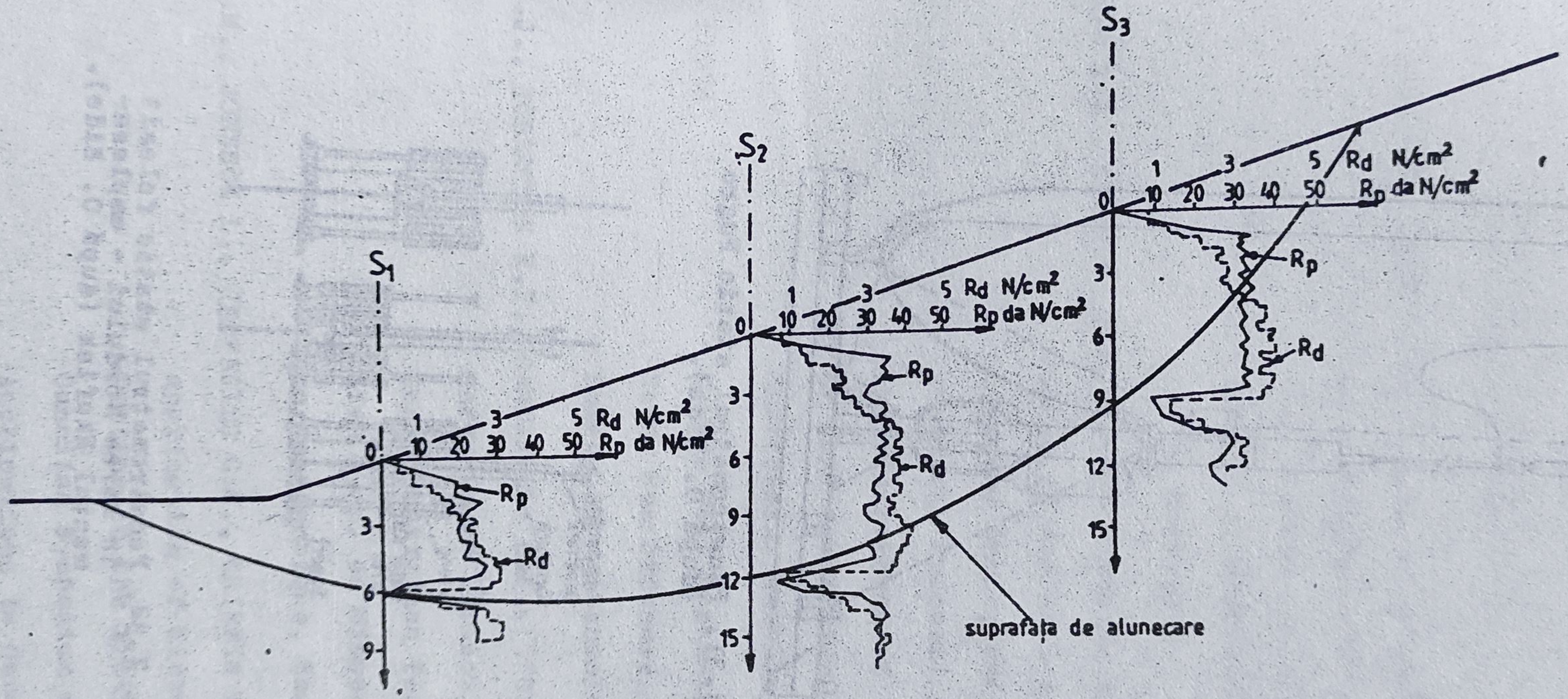


Fig. 2.30. Determinarea poziţiei suprafeţei de alunecare pe baza sondajelor de penetrare (după G. Sanglerat).

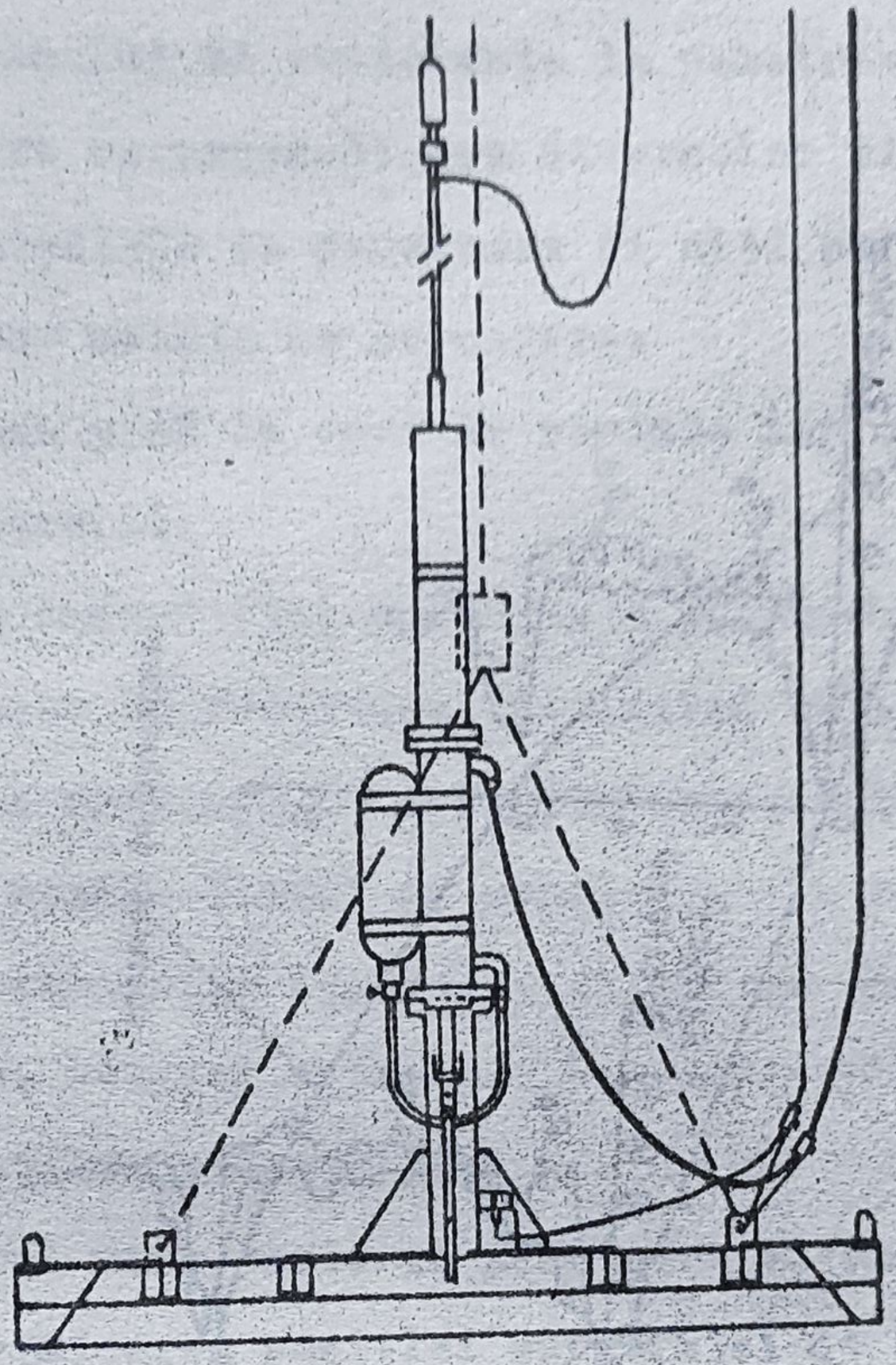


Fig. 2.31. Penetrometrul static Fugro (după O. Eide).

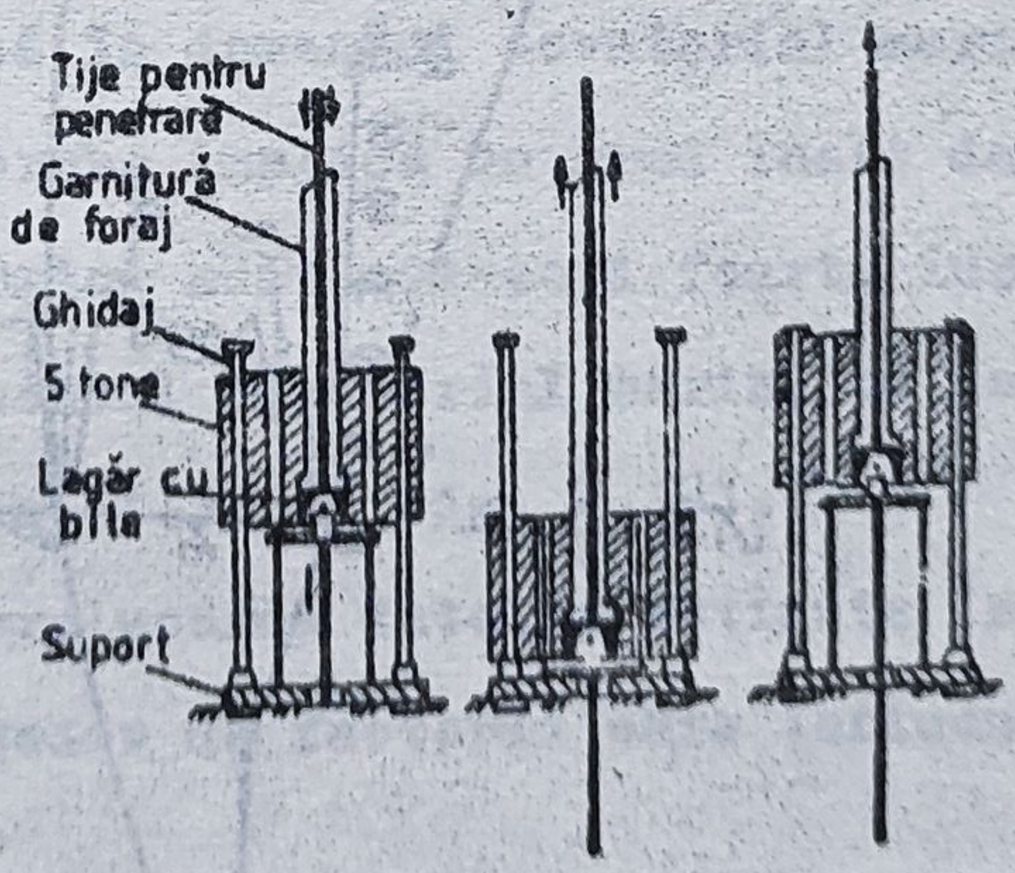


Fig. 2.32. Penetrometrul static folosit în Marea Nordului - amplasamentul Ekofisk (după O. Eide).

B I B L I O G R A F I E

CULITA C., HAGIU I. (1983) - Consolidarea terenului de fundare din amplasamentul centralei termice Baba-dag. Revista de informare şi dezbatere tehnică şi economică în construcţii, nr. 6, Bucureşti.

DURGUNOGLU D.H., MITCHELL K.J. (1975) - Static penetration resistance of soils: I-Analysis, II-Evaluation of theory and implicatons for practice, Proceedings of the Speciality Conference of In Situ Measurement of Soil Properties, University of California, Berkeley.

EIDE O. (1974) - Marine Soil Mechanics, Applications to North Sea Offshore Structures, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.

GREIG W.J., ROBERTSON K.P., CAMPANELLA G.R. (1987) - Microcomputer Software to Collect, Plot and Interpret Cone Penetration Test Data, 1st Canadian Symp. on Microcomp. Applications to Geotechnique, Saskatchewan.

HARDY D.M., JONSSON L., JEFFERIES G.M., GRIFFIN M.K. (1987) - The application of Microcomputers to CPT Testing in the Arctic Offshore, 1st Canadian Symposium on Microcomputer Applications to Geotechnique, Saskatchewan.

MITCHELE K.J., LUNNE A.T. (1978) - Cone resistance as Measure of Sand Strength, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Univ. of California, Berkeley.

PAUNESCU M., POP V., SILION T. (1983) - Geotehnică şi fundaţii, Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti.

SANGLERAT G. (1972) - The Penetrometer and Soil Exploration, Elsevier Publishing Company, Amsterdam.

STANCULESCU I., MARCU A., POPESCU M. (1978) - Metode şi aparatură pentru studii geotehnice de teren şi laborator, Penetrometrie, Institutul de construcţii, Catedra de geotehnică şi fundaţii, Bucureşti.

* * * - Standard method for deep, quasi-static, cone and friction-cone penetration teste of soil (1982), Annual book of ASTM Standard, Easton.

2.5. TEHNICI PRESIOMETRICE

Ideea tehnicilor presiometrice datează încă din 1933, când Kogler a propus construcţia a două aparate pentru determinarea deformebilităţii rocilor prin încercări de compresiune în pereţii găurilor de foraj. Considerată în acel timp ca infructuoasă, ideea a fost părăsită, pentru a fi reluată mult mai târziu de Louis Menard (1957) şi dezvoltată în mod corespunzător spre a servi scopului urmărit.

Presiometrul Menard este alcătuit dintr-o sondă cilindrică, coborâtă într-un foraj executat în prealabil şi dintr-un aparat de măsură (volumetru) aflat la suprafaţa terenului (Fig. 2.5.1). Sonda

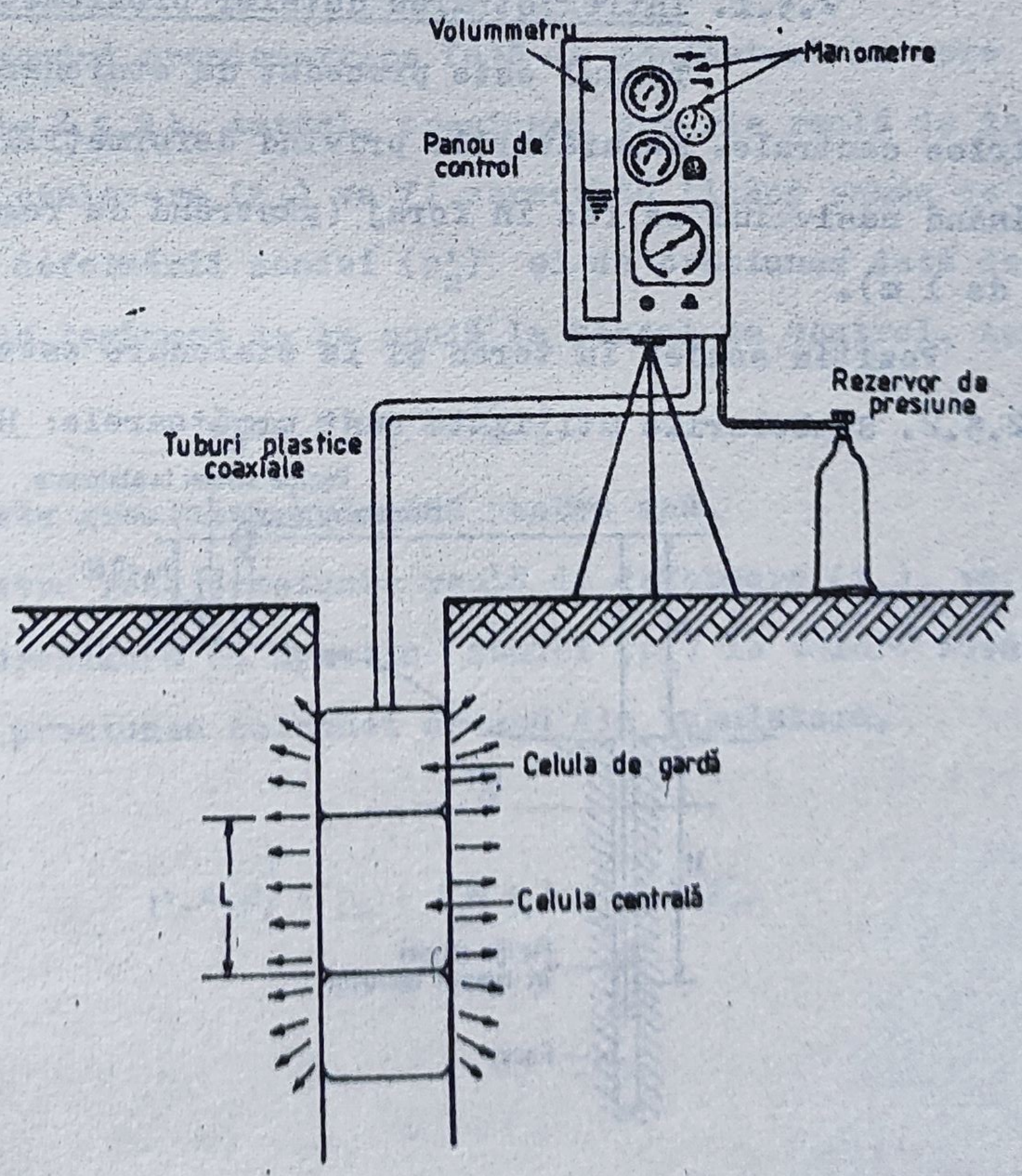


Fig. 2.5.1. Schema echipamentului presiometric (după Menard).

este formată dintr-o celulă centrală gonflabilă sub efectul presiunii unui lichid şi din două celule de gardă, deasupra şi dedesuptul celulei centrale, în care se creează aceeaşi presiune, însă cu ajutorul unui gaz. Scopul celulelor de gardă este crearea unui câmp uniform de presiune în jurul celulei centrale, ale cărei deformaţii radiale se stabilesc cu ajutorul volum.metrului.După introducerea sondei sunt aplicate în trepte valori crescătoare de presiune pe durate de timp determinate. Simultan sunt măsurate variaţiile de volum ale sondei.

Există şi presiometre cu autoforare care prezintă avantajul că, pe măsură efectuării forajului, se efectuează şi încercarea presiometrică.

2.5.1. Intregistrarea datelor presiometrice

Testul este precedat de etalonarea sondei presiometrice centrale. Măsurătorile privind deformaţiile cilindrice aparţinând masivului se fac în foraj (păstrând de regulă o echidistanţă de 1 m).

Poziţia sondei în teren şi la etalonare este radată în Fig. 2.5.2. Simbolurile utilizate sunt următoarele: H este cota

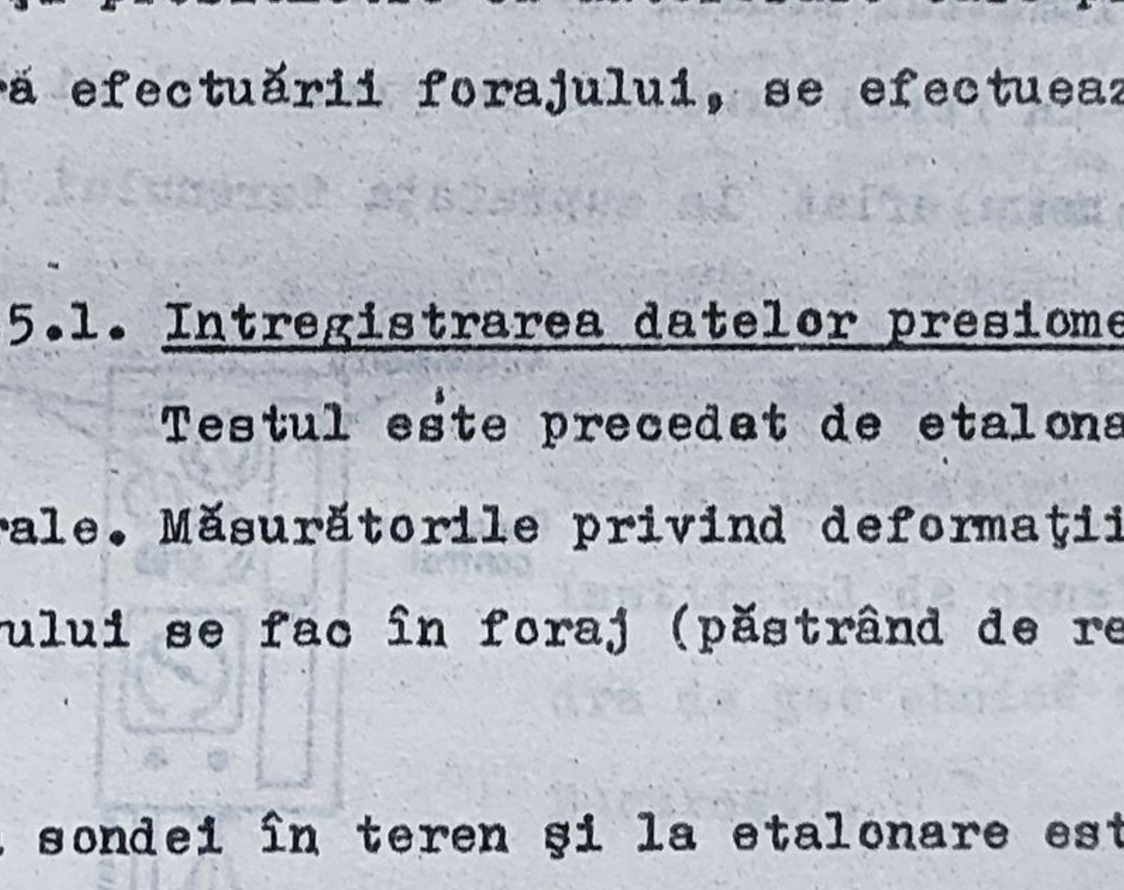


Fig. 2.5.2. Poziţii caracteristice pentru sonda presiometrică (după Menard).

secţorului de foraj aflat în testare, faţă de cota terenului natural din dreptul forajului; h este distanţa pe verticală de la manometru la cota forajului; h_o este distanţa pe verticală între mijlocul celulei presiometrice şi cota manometrului pe parcursul operaţiunii de etalonare; h_1 este distanţa pe verticală între mijlocul celulei şi cota terenului pe parcursul operaţiunii de etalonare.

Pentru fiecare treaptă de efort se înregistrează deformaţiile rocii prin deformaţiile volumice ale celulei centrale. Sub fiecare treaptă sau palier de efort citirea deformaţiilor se efectuează la intervale de 15, de 30 şi de 60 de secunde de la aplicarea efortului respectiv, trasându-se diagrama de creştere a efortului şi curba deformaţiei volumetrice (Fig. 2.5.3).

Inregistrarea presiunilor se face ţinând seama de poziţia relativă a sondei presiometrice faţă de manometrul la care se fac citirile (Fig.2.5.2). Astfel, presiunea proprie reală de deformare a sondei la etalonare (p_s) va fi corectată ţinând seama de presiunea proprie deformării sondei (p'_s) şi de presiunea dată de apa din tubulatura de legătură de la sondă la panoul de control. Astfel:

$$p_s = p'_s + H\,\gamma_w$$

unde γ_w este greutatea volumică pentru apă.

Pentru rocă presiunea reală de deformare (p_r), va fi în funcţie de presiunea ce aparţine sondei (p_s) la valori identice de volum şi de presiunea coloanei de apă din tubulatură.

$$p_r = p'_r - p_s + (H + h - h_o)\,\gamma_w.$$

unde p_r' este presiunea citită la manometru; H, h şi h_o sunt notaţii conform figurii 2.5.2, iar γ_w este greutatea volumică pentru apă.

Inregistrarea datelor obţinute prin testul de presiometrie în foraj se încheie prin trasarea următoarelor grafice (Fig. 2.5.4.): curba de etalonare, curba brută şi curba de fluaj.

Curba de etalonare redă corelaţia între volumul celulei gonflabile şi diferite trepte de presiune, până când presiunea din interiorul celulei devine egală cu presiunea admosferică. Pe această curbă apar presiunile proprii reale de deformare a sondei de etalonare.

Curba brută corelează deformaţiile de volum cu presiunea aplicată asupra rocii pentru o anumită poziţie a sondei în foraj.

Prin curba de fluaj se marchează acele deformaţii volumice (ΔV_{p_i}) care cresc odată cu timpul, în intervalul de 30 secunde ($V_{p_i}^{30"}$) şi respectiv de 60 secunde ($V_{p_i}^{60"}$), de la aplicarea prin intermediul sondei a unei anumite trepte de presiune (p_i) în masiv.

$$\Delta V_{p_i} = V_{p_i}^{60"} - V_{p_i}^{30"}$$

Corelaţia acestei diferenţe cu presiunea corespunzătoare de curbă de fluaj.

2.5.2. Interpretarea experimentelor

Expansiunea unei cavităţi cilindrice sub o presiune internă uniform distribuită este cunoscută în mecanică sub denumirea de "problema Lamé" şi corespunde deformaţiilor radiale în gaura de foraj. Presiunea aplicată asupra pereţilor forajului creşte treptat, astfel încât la presiuni relativ mici deformaţiile pot fi considerate elastice, iar la presiuni ce depăşesc o limită - numită presiune de fluaj (p_f), deformaţiile sunt plastice.

In intervalul de comportare elastică, se demonstrează (Wambeke, 1974) că expansiunea notată cu μ, a unei cavităţi de rază r, la creşterea presiunii radiale cu Δp, este definită de relaţia:

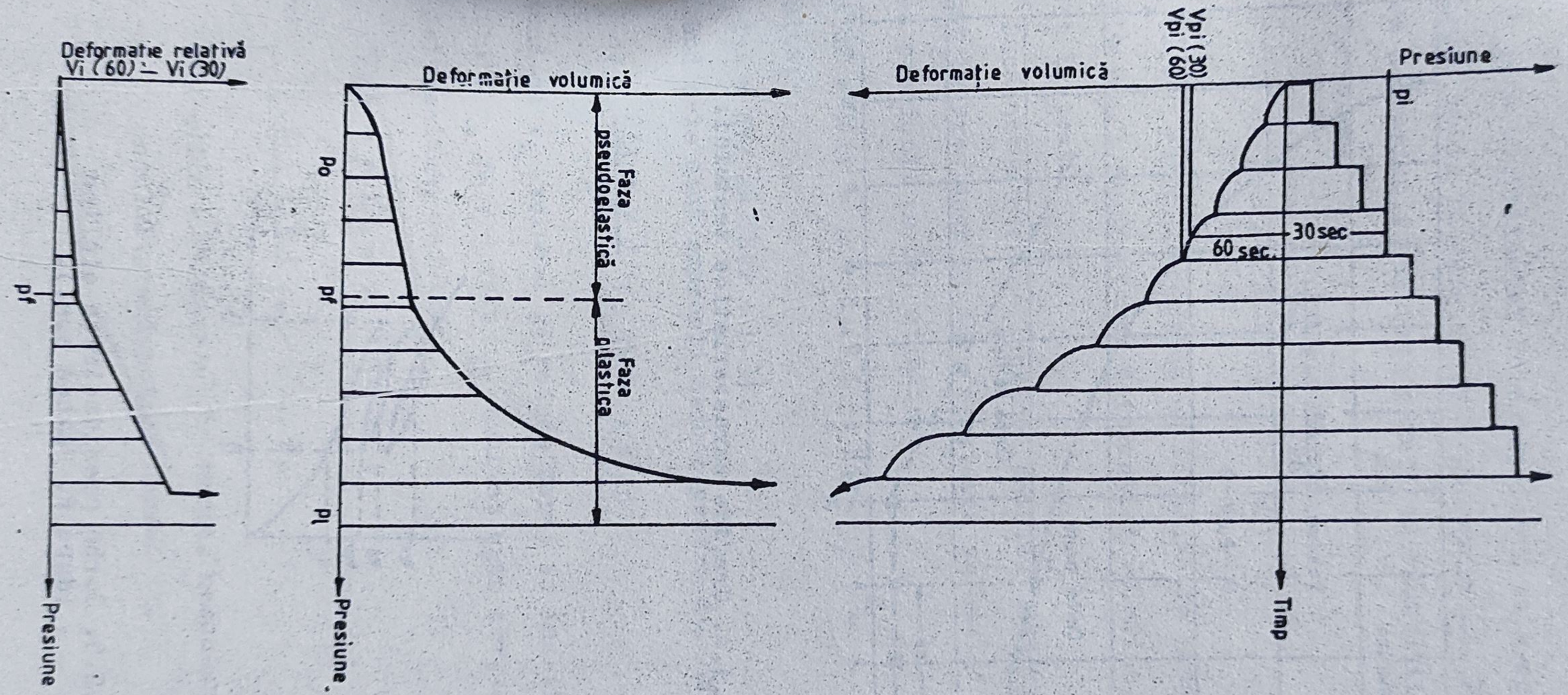


Fig. 2.5.3. Diagrama trasate folosind rezultatele testului presiometric (după Menard).

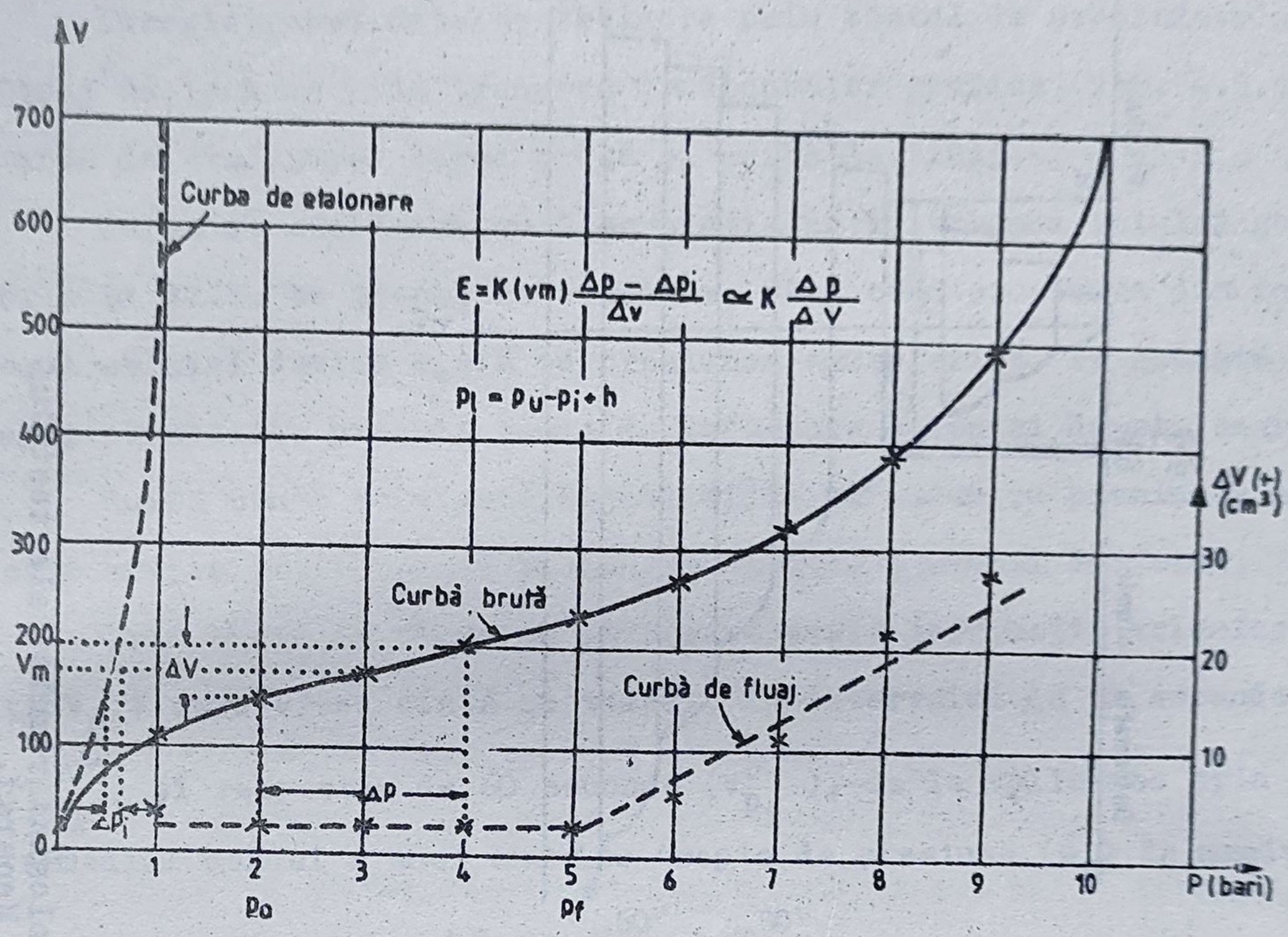


Fig. 2.5.4. Grafice caracteristice testului.

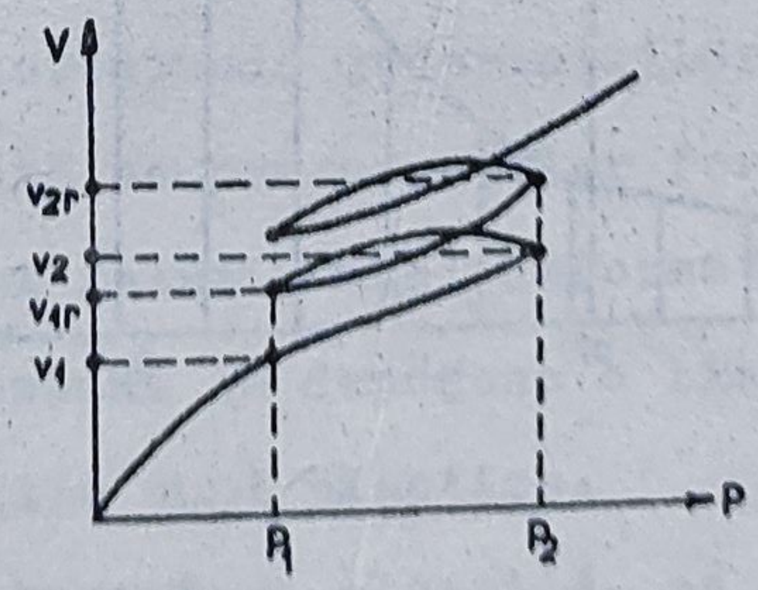


Fig. 2.5.5. Curbe presiometrice cicliee
(după P. Bomboe ş.a.).

$$\mu = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \Delta p \cdot r$$

unde ν este coeficientul Poisson, iar E este modulul presiometric aparţinând rocii în care se face experimentul. Prin creşterea progresivă a presiunii aplicate pereţilor cavităţii se obţin noi creşteri ale razei.

$$d\mu = \frac{1 + \nu}{E} \, dp(r + \mu)$$

Pentru scopuri practice se înlocuieşte creşterea deformaţiei radiale ($d\mu$) cu creşterea deformaţiei volumice, care se măsoară direct în test.

Dacă notăm cu: L - lungimea celulei centrale; v - volumul injectat la presiunea p; dV - creşterea volumului injectat la creşterea presiunii cu dp, atunci:

$$dV = \pi (r + \mu + d\mu)^2 L - \pi (r + \mu)^2 L$$

Rezultă:

$$d\mu = dV / [2 \pi L (r + \mu)]$$

Egalând cele două expresii deduse pentru $d\mu$ obţinem:

$$dV = \frac{2(1 + \nu)}{E} \pi L \, (r + \mu)^2 dp$$

Notând cu v_{t_o} - volumul găurii de foraj de înălţime L la o presiune iniţială p_o şi v - volumul rezultat prin creşterea cu o primă treaptă de presiune, rezultă:

$$\pi (r + \mu)^2 L = v_{t_o} + v$$

$$dv = \frac{2(1 + \nu)}{E} (v_{t_o} + v) \, dp$$

Efectuând experimentul în teren, necunoscuta din această ecuaţie va fi modulul presiometric normal (E):

$$E = 2(1 + \nu)\ (v_{t_o} + v)\ \frac{dp}{dv}$$

Modulul presiometric se determină pe extinderea fazei elastice, între presiunile p_o şi p_f şi volumele v_o şi v_f, ecuaţia anterioară devenind:

$$E = 2(1 + \nu)\ (v_s + v_m)\ \frac{p_f - p_o}{v_f - v_o}$$

unde v_s este volumul iniţial al celulei presiometrice (constantă a aparatului), iar v_m este volumul injectat la presiunea p_m.

Se defineşte constanta:

$$K = 2(1 + \nu)\ (v_s + v_m)$$

Astfel încât ecuaţia generală a modulului presiometric devine:

$$E = K\ \frac{\Delta p}{\Delta_v}$$

Dacă se fac încercări presiometrice ciclice (Fig. 2.5.5) pe lângă modulul presiometric la eforturi crescătoare pe curba iniţială, se determină (Menard, 1980) modulul presiometric de revenire (E_r):

$$E_r = K\ \frac{p_2 - p_1}{v_2 - v_{1\ r}}$$

şi modulul presiometric alternativ (E_a):

$$E_a = K\ \frac{p_2 - p_1}{v_{2\ r} - v_{1\ r}}$$

Pentru valori $p > p_f$ - roca trece la comportare plastică.

Presiunea limită (p_1) reprezintă presiunea la care apare curgerea plastică, corespunzătoare absciseі asimptotice la curba presiometrică şi efortului radial (σ_r), la care ceroul eforturilor devine tangent la dreapta Coulomb caracteristica rocii testate.

In cazul rocilor argiloase saturate, cu unghiul de frecare internă $\phi = 0$, pentru presiunea limită, Wambeke indica relaţia:

$$p_1 = p_0 + c\left[1 + \ln \frac{E}{2(1+\nu)c}\right]$$

Pentru roci nisipoase uscate, având c = 0, presiunea limită este:

$$p_1 = (1 + \sin \phi)\, p_0 \left[\frac{E}{2(1+\nu)p_0 \sin \phi}\right]^{\frac{\sin \phi}{1+\sin \phi}}$$

In argile nisipoase, cu c > 0 şi ϕ > 0, se obţine:

$$p_1 = (1 + \sin \phi)(p_0 + c \operatorname{ctg} \phi)\left[\frac{E}{2(1+\nu)p_0 \sin \phi + c \cos \phi}\right]^{\frac{\sin \phi}{1+\sin \phi}} - c \operatorname{ctg} \phi$$

Aceste relaţii confirmă existenţa unei dependenţe între modulul presiometric de deformaţie şi presiunea limită, raportul E/p luând valori caracteristice pentru fiecare rocă testată. Valori ale raportului E/p, între 12 şi 30, sunt caractersitice (Menard, 198o) rocilor supraconsolidate. Valorile relativ scăzute, între 5 şi 8, sunt reprezentative pentru depozite aluvionare, slab consolidate şi saturate cu apă.

2.5.3. Calculul caracteristicilor presiometrice

Prin intermediul testelor presiometrice se determină de regulă trei caracteristici aparţinând rocii: modulul presiometric normal (E), presiunea de fluaj (p_f) şi presiunea limită (p_1).

Presiunea limită brută (p_{1b}) este abscisa asimtotei paralele la axa ordonatelor. Pentru a obţine presiunea limită corectă, se aplică relaţia:

$$p_1 - p_{1b} = p_{1e} + (H + h - h_o)\,\gamma_w$$

unde p_{1b} şi p_{1e} sunt presiuni limită (pe curba brută şi respectiv pe curba de etalonare); H, h şi h_o au semnificaţia din Fig.2.5.5; γ_w este greutatea volumică pentru apă.

Presiunea brută de fluaj (p_{fb}) se determină sau pe diagrama de fluaj (corespunde punctului de inflexiune) sau pe curba brută unde este marcată prin finalul porţiunii liniare.

Pentru a obţine presiunea de fluaj corectată (p_f) se aplică o metodologie identică celei de la presiunea limită.

$$p_f = p_{fb} - p_{fe} + (H + h - h_o)\gamma_w$$

Pentru calculul modulului presiometric normal (E) se foloseşte porţiunea liniară de pe curba brută. Modulul este dat de relaţia:

$$E = 2(1 + \nu)(V_o + v_m)\frac{\Delta p}{\Delta v}$$

unde V_o este volumul celulei centrale în vid; v_m este volumul de lichid injectat la presiunea medie corespunzătoare palierului de proporţionalitate liniară de pe curba brută, palier a cărui coordonate limită corespund valorilor Δp şi Δv; ν este coeficientul lui Poisson. Dacă notăm:

$$K = 2(1 + \nu)(V_o + v_m)$$

unde K este denumit "coeficientul de compresiune radială", rezultă:

$$E = K\frac{\Delta p}{\Delta v}$$

Deoarece panta porţiunii liniare a curbei presiometrice este constanta de la p_o la p_f (Fig. 2.5.3. şi Fig. 2.5.4), modulul presiometric corespunde presiunii medii $(p + p_f)/2$ şi volumului v_m.

Valorile lui k se pot citi în tabelul 2.5.1 pentru o sondă normală cu un volum de circa 593 cmc şi pentru o rocă având $\nu = 0,33$. Abacele din Fig. 2.5.6 şi Fig. 2.5.7. folosesc pentru calculul rapid al valorii lui E.

Tabelul 2.5.1.

v (cmc)	k(cmc)	Δ_{10} (cmc)	Δ_1 (cmc)
0	1.420	28	2,8
50	1.560	26	2,6
100	1.690	26	2,6
150	1.820	28	2,8
200	1.960	26	2,6
250	2.090	26	2,6
300	2.220	26	2,6
350	2.350	28	2,8
400	2.490	26	2,6
450	2.620	26	2,6
500	2.750	28	2,8
550	2.890	26	2,6
600	3.020	26	2,6
650	3.150	28	2,8
700	3.290	26	2,6
750	3.420	26	2,6
800	3.550		

Exemplu:

D = număr de zeci suplimentare (de la 1 la 4)

U = număr de unităţi suplim. (de la 1 la 9)

De exemplu pentru v = 167 cmc

v (inf) = 150 cmc, D = 1 şi U = 7

k = 1,820 + (1x28) + + (7x 2,8)

k = 1867,6

Valorile modulilor presiometrici, a presiunii limită şi de fluaj sunt reprezentate sistematic în funcţie de adâncime într-un profil presiometric sinoptic (Fig. 2.5.8), în paralel cu succesiunea litologică.

L. Menard indică limitele numerice din tabelul 2.5. 2 pentru variaţia modulului presiometric (E) şi a presiunii limită (p_1).

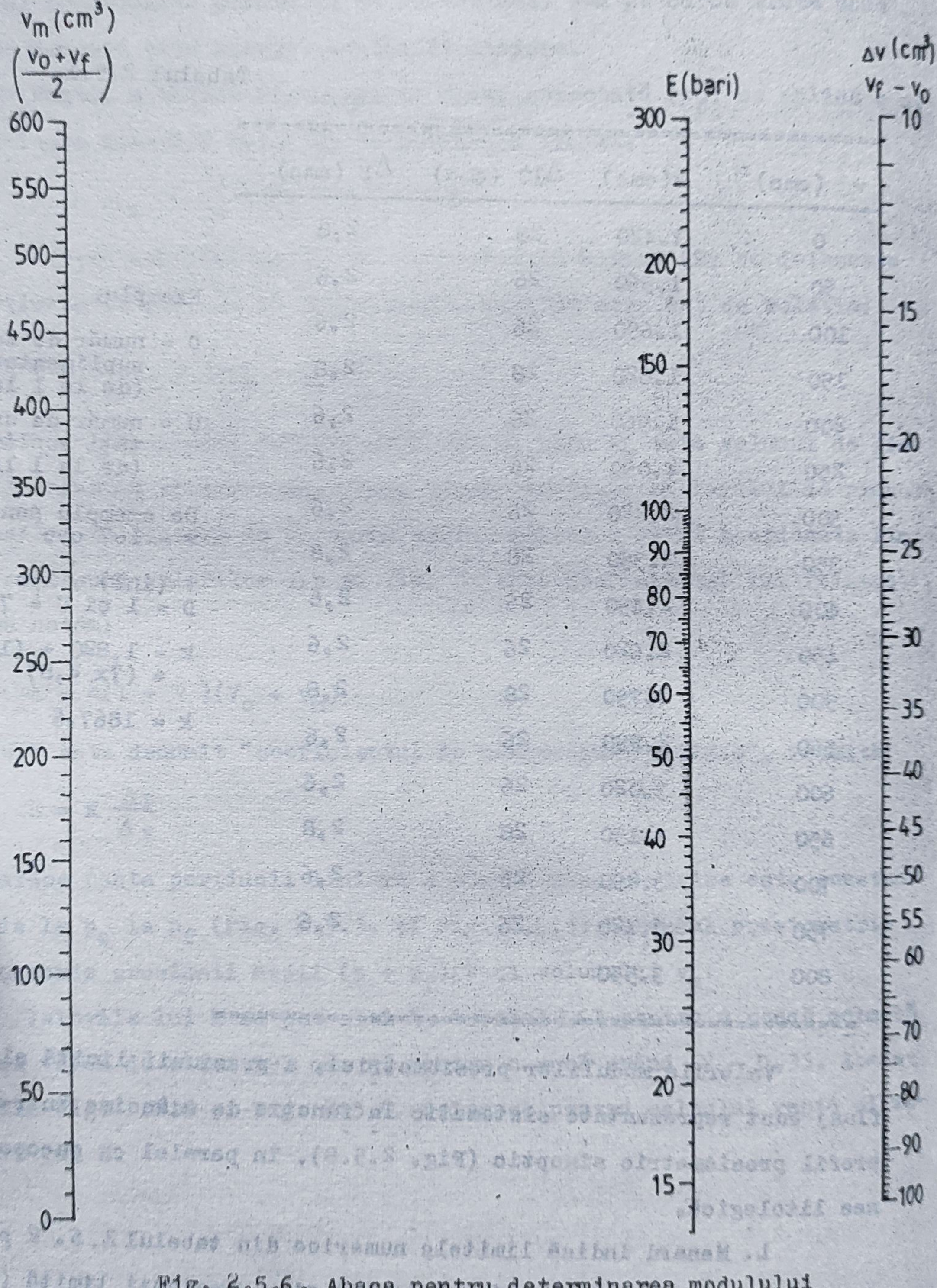


Fig. 2.5.6. Abaca pentru determinarea modulului presiometric în cazul unei sonde normale (Ø 60 mm) şi pentru o variaţie de presiune de 1 bar (după Menard).

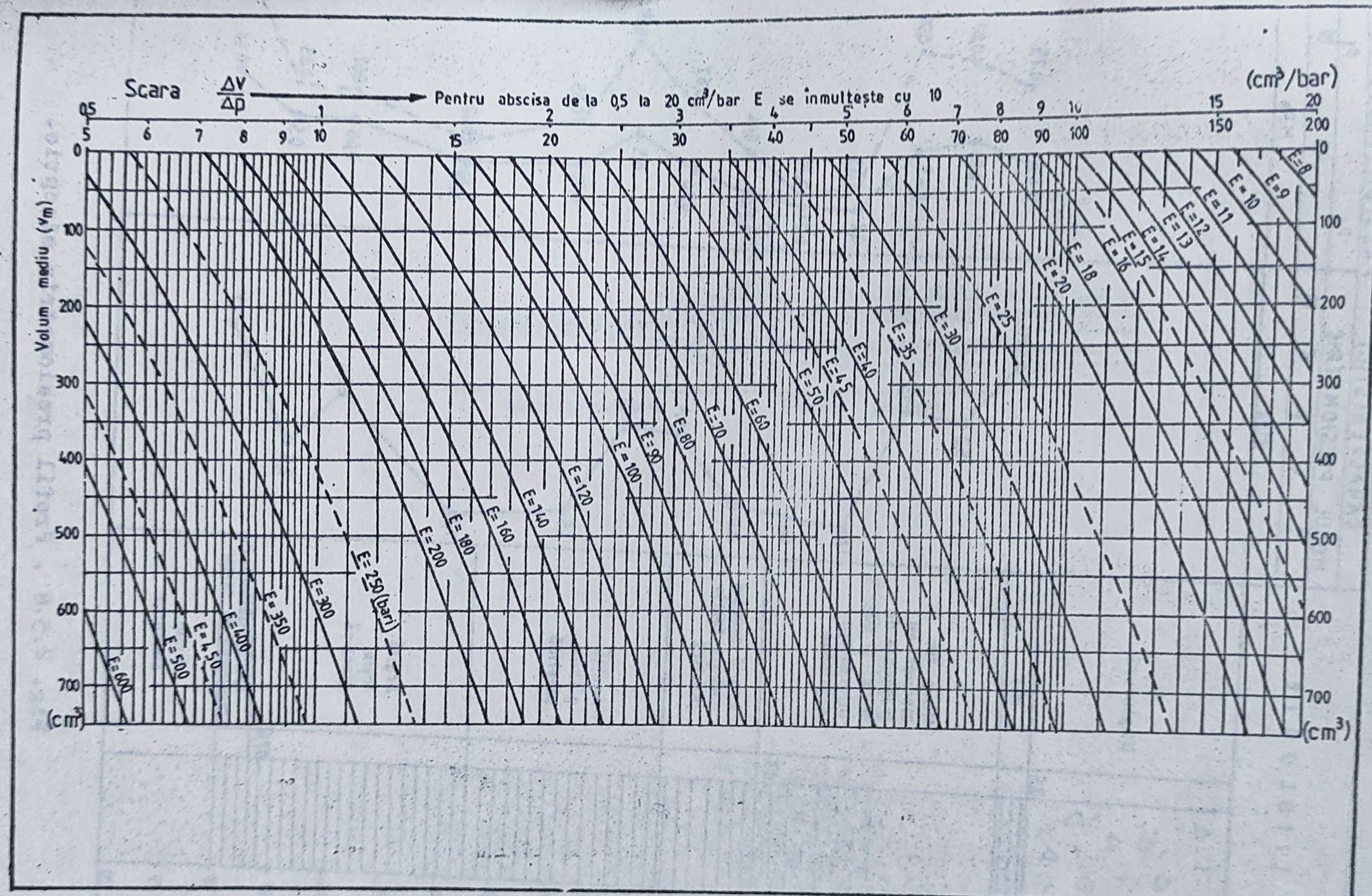


Fig. 2.5.7. Valori ale modulului E în funcție de Vm și V/ p
7 pentru o sondă normală (după Menard)

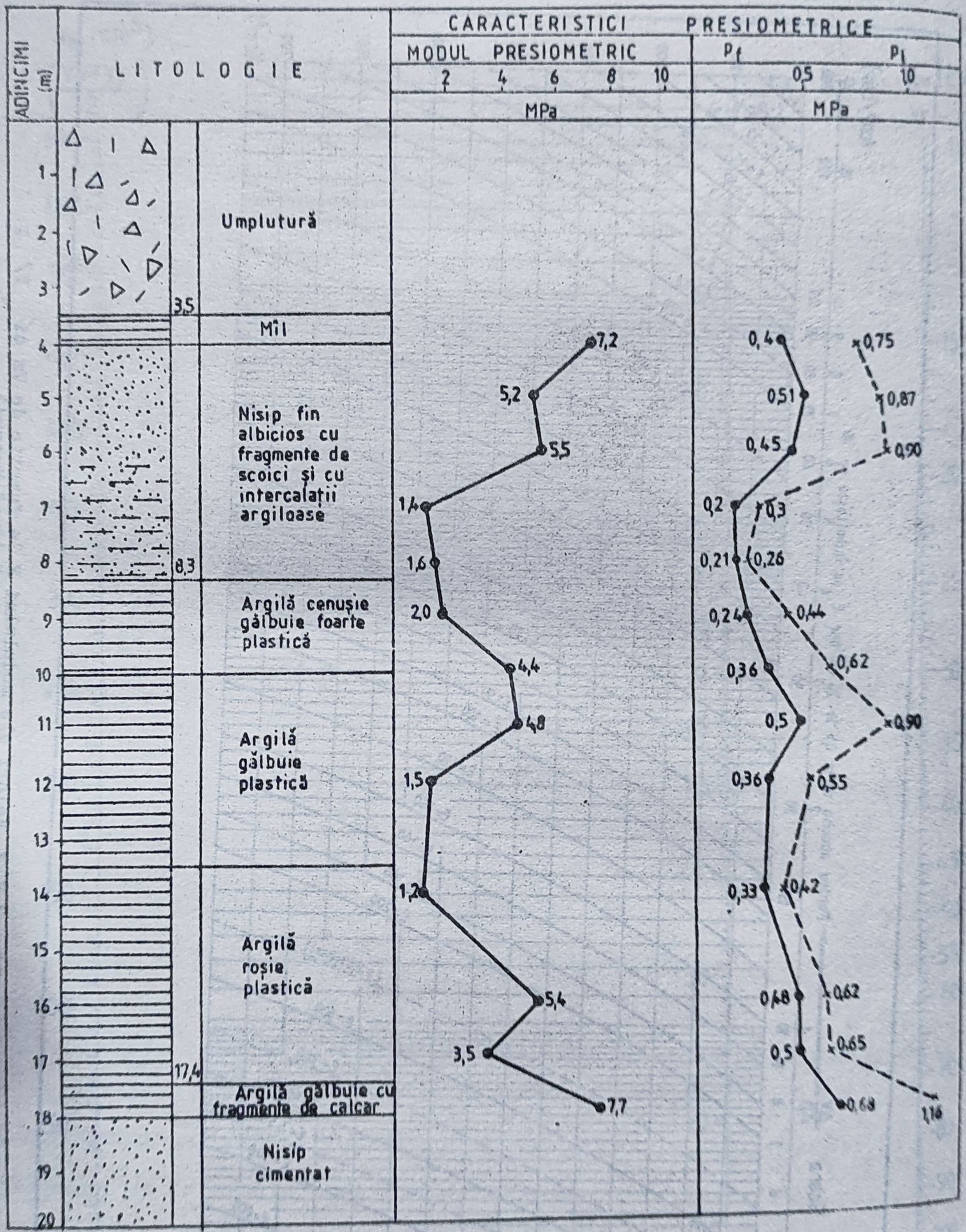


Fig. 2.5.8 . Profil presiometric sinoptic.

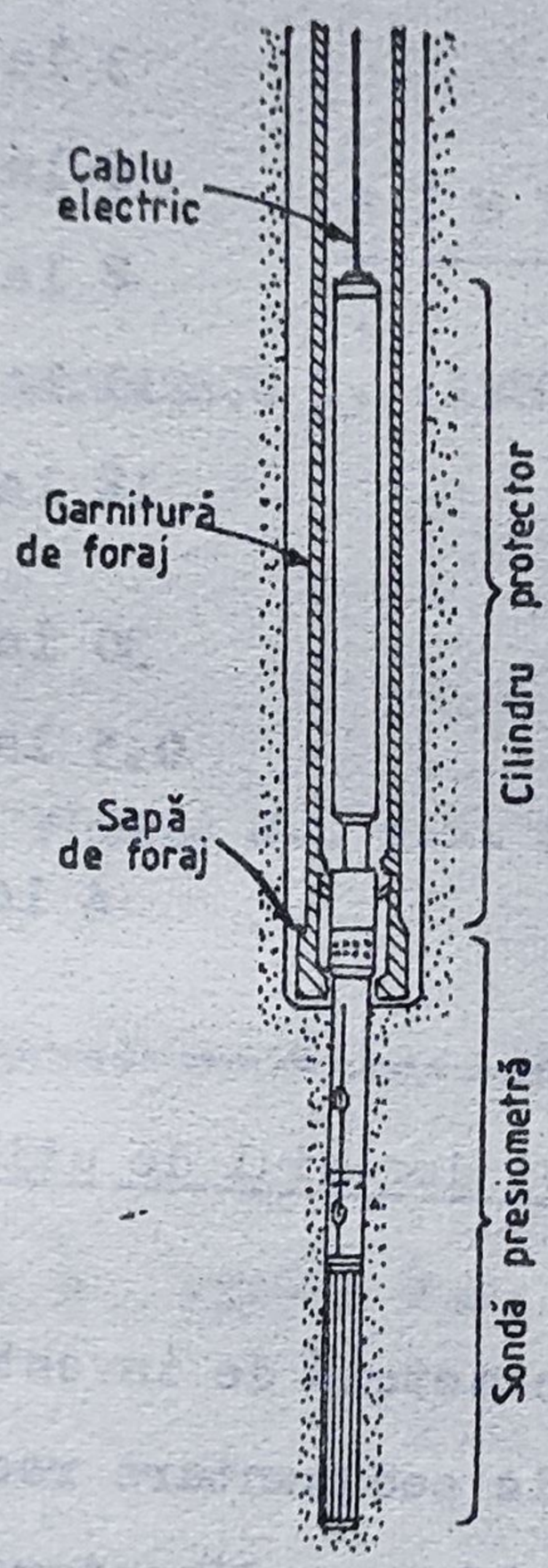


Fig. 2.5.9. Presiometru adaptat condiţiilor de "mare puţin adâncă" (după Mc Clelland ş.a.)

Tabelul 2.5.2.

ROCA	E(bari)	p(bari)
turbă	2 la 15	0,2 la 1,5
argilă plastică	30 la 80	3 la 8
marnă	50 la 600	6 la 40
praf	20 la 100	2 la 15
nisip	75 la 400	10 la 50
nisip şi pietr.	80 la 400	12 la 50
calcar	800 la 200 000	30 la peste 100
umplutură recentă	5 la 50	0,5 la 3
umplutură veche	40 la 150	4 la 10

2.5.4. Consideraţii privind domeniul de utilizare al metodei

Presiometria este o metodă de investigare "in situ" utilă în primul rând pentru rocile sedimentare recent depuse, specifice zonelor de litoral şi de self cu sedimentare activă.

Acest test este citat de Mc Clelland ca fiind folosit de mulţi ani şi la scară largă în zonele ecvatoriale marine şi în general în perimetre cu apă puţin adâncă.

Incepând cu anul 1980, presiometrul a fost folosit cu succes prin ataşarea utilajului la platforme de foraj plutitoare.

Celula presiometrică este introdusă în teren sau prin interiorul unui foraj deja executat sau prin autoforare. După plasare dispozitivul trebuie menţinut complet staţionar pe parcursul testului care durează aproximativ 10 minute.

Figura 2.5.9 redă un presiometru atașat la un cablu și care este pus în loc prin intermediul unei garnituri de foraj.

Acest aparat este menționat în geotehnică marină ca fiind o sursă importantă pentru aprecierea caracteristicilor rocilor coezive și mai ales ca singurul test care poate furniza curbe de efort-deformație.

B I B L I O G R A F I E

ANDREI S., ANTONESCU I. (1980) - Geotehnică și fundații, Catedra de geotehnică și fundații, Institutul de construcții București.

BANCILA I., FLOREA M., ș.a. (1981) - Geologie inginerească, Vol. II, Editura tehnică, București.

BOMBOE P., MARUNTEANU C., (1986) - Geologie inginerească, Vol. I, Universitatea din București.

Mc. CLELLAND B., REIFEL M.D. (1986) - Planning and design of fixed offshore platforms, Von Nostrand Reinhold Company, New York.

3. STUDII GEOTERMICE AFERENTE PLATFORMELOR MARINE MOBILE

3.1. Prognozarea comportării depozitelor sub picioarele platformei mobile.

Condiţiile de amplasare sunt diferite faţă de amplasarea construcţiilor pe uscat. Aceste diferente sunt date de două cauze:

a) Condiţiile de lucru ale picioarelor platformei faţă de fundaţiile de pe uscat sunt mult diferite atât din cauza mărimii sarcinii transmise terenului (12 daN/cmp faţă de 2-4 daN/cmp pe uscat), cât şi a modului de a concepe echilibrul structurii (Fl. Zamfirescu ş.a.).

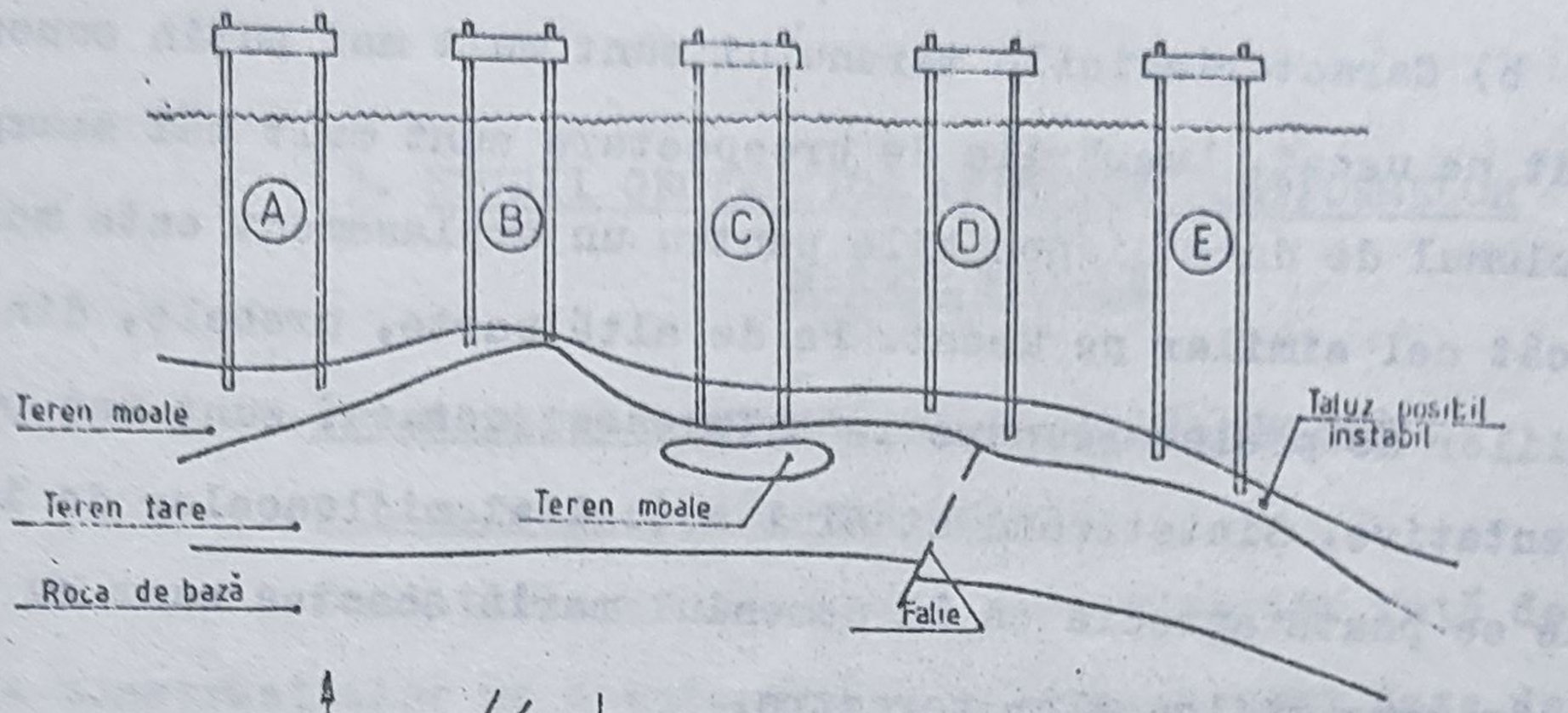
Pe uscat o fundaţie se calculează la capacitatea portantă a terenului, apoi se limitează sarcina admisibilă la 30-50% din această capacitate, pentru a se evita producerea unor cedări locale de teren şi apariţia deformaţiilor mari. Pe mare, picioarele platformei mobile sunt concepute astfel încât să producă ruperea generală a terenului şi deformaţii mari. Prin ruperi succesive, picioarele pătrund în teren până la adâncimi la care forţa transmisă este egală exact cu capacitatea portantă. Singurul mod în care se realizează un coeficient de siguranţă este lestarea platformei la amplasare, cu o sarcină mai mare decât sarcina de exploatare. Această prelestare duce la un coeficient de siguranţă de 1,1 - 1,15 faţă de 2-4 cât se adoptă curent pe uscat. Pentru remedierea tasărilor mari care apar din cauza faptului că picioarele se sprijină pe depozite plastifiate, platforma este prevăzută cu un sistem de jack-uri care permit corectarea deformaţiilor. Jack-urile pot prelua însă doar deplasări lente şi limitate la o anumită valoare.

b) Caracteristicile terenului sunt mult mai puţin cunoscute decât pe uscat. Lucrările de prospectare sunt mult mai scumpe, deci volumul de date disponibile pentru un amplasament este mai redus decât cel similar pe uscat. Pe de altă parte, probele, din cauza condiţiilor de prelevare care le tulbură structura, sunt mai puţin reprezentative. Sintetizând stadiul actual al mijloacelor de investigaţie se poate aprecia că în domeniul marin acestea sunt cu 10-15 ani în urma mijloacelor terestre.

Cunoaşterea generală a mediului (începând cu topografia, istoria geologică, zonarea depozitelor) este mai redusă. In sfârşit, numărul de cazuri studiate până acum şi cărora li s-a verificat comportarea reală, este mult mai redus decât cel similar de pe uscat.

Deci, platformele mobile sunt lucrări mai puţin sigure decât structurile terestre şi amplasate în condiţii mai puţin cunoscute. In consecinţă, studiile care se fac trebuie să fie mai amănunţite şi mai riguroase decât cele similare pe uscat.

Inainte de a face o analiză a metodologiei de prognozare a comportării platformei, să analizăm principalele probleme care pot apare pe un amplasament (Fig. 3.1). Stratificaţia este formată în mod normal din depozite mai afânate la suprafaţă (argile sau nisipuri) şi mai îndesate în adâncime. In cazul în care terenul moale, cu capacitate portantă redusă, este pe o adâncime mare (A) este posibilă afundarea picioarelor mai mult decât limita admisă pentru extragerea lor. De asemenea, având în vedere durata scurtă a prelestării, adesea insuficientă pentru consolidarea depozitelor argiloase groase, este posibilă apariţia unor tasări mari în exploatare. Ritmul acestora nu este mare şi ele pot fi prognozate prin calcul cu condiţia obţinerii unor date reprezentative.



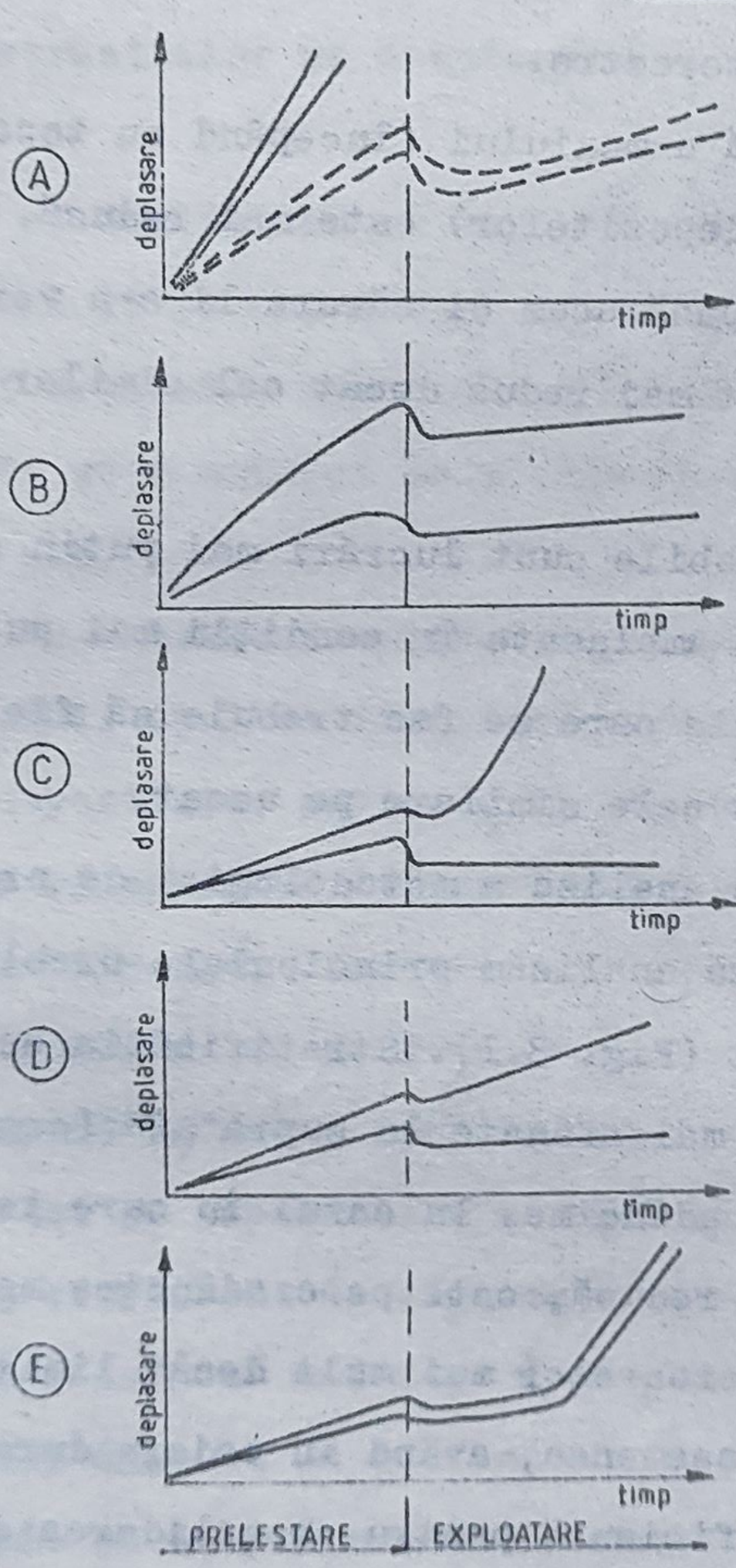


Fig. 3.1. Influenţa factorului geologic asupra stabilităţii platformelor mobile (după Fl. Zamfirescu ş.a.).

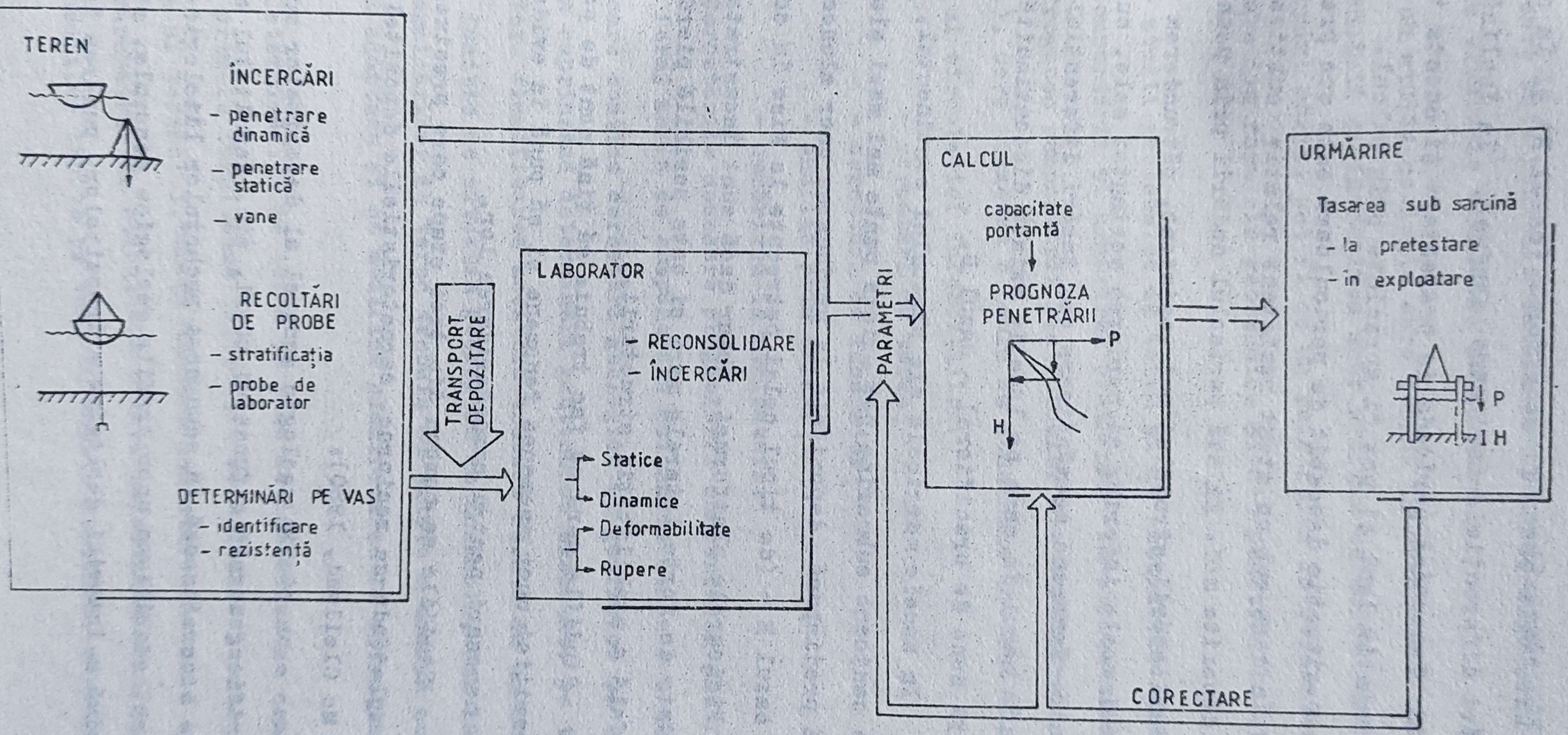


Fig. 3.2. Prognoza comportării platformei mobile (după Fl. Zamfirescu ş.a.).

Litologia poate fi neuniformă (cazul B) şi în caest caz apar tasări diferenţiale mari care conduc la înclinări ale structurii. Exceptând perioada de prelestare şi aceste tasări se produc relativ lent şi pot fi apreciate prin calcul.

O situaţie deosebit de periculoasă este cea prezentată în cazul C, în care sub un strat rezistent relativ subţire, se găsesc din nou depozite moi. Există pericolul cedării prin poansonare în timpul exploatării, stratului mai rezistent, pătrunderea unui picior în stratul moale inferior şi perderea portanţei sale, cu urmări catastrofale. Fenomene asemănătoare sau tasări diferenţiale se pot produce în cazul în care pe locaţie există discontinuităţi majore (falii şi zone de brecifiere) - cazul D.

In zonele marginale ale platoului continental, dar şi pe anumite canioane submarine poţ exista pante mai mari ale terenului care să predispună depozitele la producerea unor alunecări submarine - cazul E - (de tipul celei petrecute la Nisa în octombrie 1979). Picioarele platformei, chiar dacă sunt încastrate, pot fi solicitate de forţe laterale mari şi este posibilă pierderea catastrofală a stabilităţii structurii.

Studiile care se fac trebuie să ţină cont de posibilitatea apariţiei unor asemenea fenomene şi să pună în evidenţă parametrii necesari pentru caracterizarea lor.

Studiile se compun din trei etape care precizează succesiv completându-se reciproc, caracteristicile depozitelor (Perlains, 1980, Mc Clelland, 1980):

- un studiu geologic general al depozitelor superficiale, topografie generală a fundului mării, etc. Rezultatul acestui studiu se concretizează în separarea pachetelor litologice caracteristice, stabilirea unor profile geologice generale, stabilirea calitativă a istoriei geologice a depozitelor, punerea în evidenţă a

zonelor în care este posibilă întâlnirea unor discontinuităţi sau a zonelor cu eventuale alunecări submarine;

- un studiu geologic care constă în măsurători de precizie ale adâncimii şi întocmirea unor profile seismice până la 30-50 m sub fundul mării, pot fi de un real folos în corelarea datelor rezultate din forajele geotehnice şi din penetrările statice;

- studii geotehnice de teren şi de laborator. Analiza prin calcul a comportării şi urmărirea platformei în exploatare.

Prognoza comportării platformelor are următoarele etape (Fig. 3.2.), care formează o buclă de conexiune inversă din punct de vedere al circulaţiei informaţiilor:

- cercetări de teren;
- cercetări de laborator;
- analiză prin calcul;
- urmărirea în exploatare.

Cercetările necesare prognozării comportării platformei mobile de foraj marin se compune din mai multe etape - o etapă de ansamblu care conţine cercetări geologice şi geofizice şi o etapă de detaliu cuprinzând determinări geotehnice executate pe teren şi în laborator. Planificarea acestora trebuie făcută de un colectiv complex, funcţie de situaţia geologică de ansamblu, iar la executarea determinărilor de teren trebuie să existe o echipă competentă care să adapteze şi să modifice planificarea la situaţia întâlnită.

Determinările de teren şi cele de laborator se completează reciproc; primele furnizează informaţii referitoare la modul de comportare al terenului, cele de laborator dau starea actuală a depozitelor şi parametrii de calcul. De o mare importanţă sunt determinările expeditive făcute pe vas. In aceste condiţii, strategia op-

timă de studiu este: o cercetare de laborator cu metodologii mai sofisticate, de finețe, dar concentrate pe un număr mic de probe reprezentative și un număr mai mare de încercări de teren, efectuate cu dispozitive speciale de tipul penetrametrului static prezentat.

Metodologia de calcul trebuie adaptată situației geologice și tipului de depozite existente. Aceasta impune parametrii ce vor fi determinați prin încercări.

Urmărirea comportării este singura cale pentru verificarea studiilor, ea servește la perfecționarea metodologiei și în mod special la acumularea de date pentru alte locații și pentru instalațiile de exploatare.

3.2. Calculul adâncimii de penetrare a picioarelor platformelor marine

3.2.1. Fundații de piloți și coloane

3.2.1.1. Definiții și clasificări

Există cazuri în care natura terenului de fundare și uneori modul de solicitare al acestuia impun renunțarea la fundarea directă prin fundații de suprafață și recurgerea la fundații indirecte, de adâncime, de tipul piloților și coloanelor.

O astfel de fundație este alcătuită din două părți principale: piloții și radierul de solidarizare.

Piloții sunt elemente de fundare zvelte, caracterizate printr-un raport mare (de obicei cel puțin 20) între fisa D și latura (diametrul) B. Prin fișă se înțelege lungimea elementului structural introdus în pământ. Coloanele sunt elemente de fundare alcătuite din tuburi de beton armat sau țevi metalice înfipte în teren prin vibrare, pe măsura evacuării rocii din interior. In cazul coloanelor raportul D/B este de regulă cel puțin 10 (Fig. 3.3).

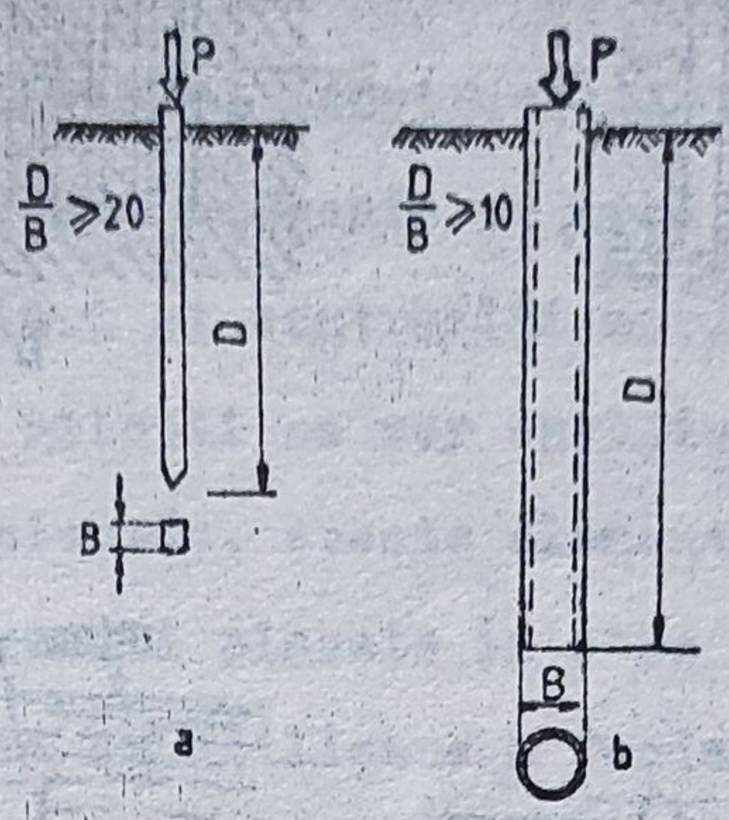


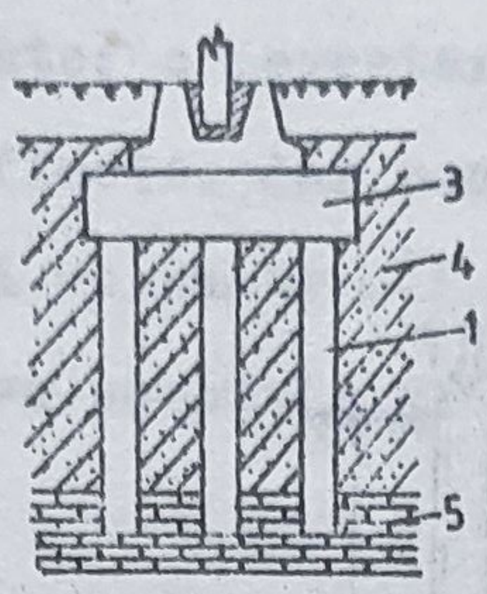
Fig. 3.3. - Elemente de fundare: (a) Pilot;
(b) Coloană (după I. Manoliu).

Coloanele sunt de fapt varietăţi de piloţi executaţi pe loc, de aceea prin piloţi se vor înţelege ambele tipuri de elemente structurale de fundare.

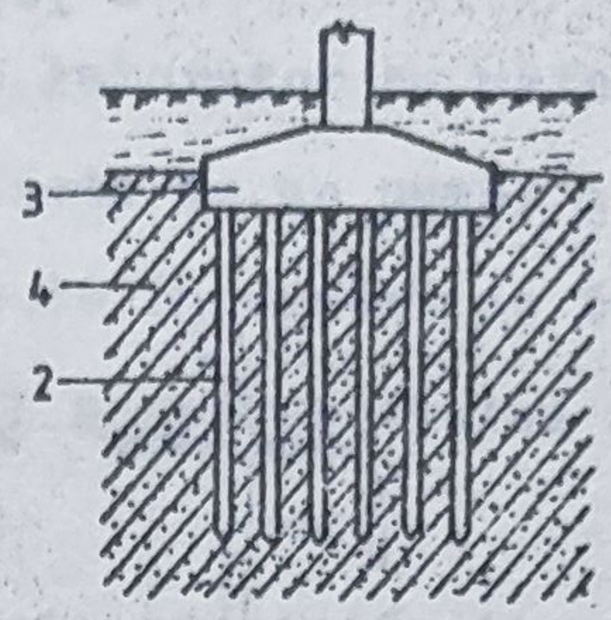
Radierul este elementul care solidarizează piloţii la capătul lor superior şi transmite încărcările construcţiei de la structuri la piloţi. Acesta are forma unui bloc masiv de beton sau a unei plăci groase de beton armat.

Piloţii sunt folosiţi atunci când la adâncimi mici accesibile fundaţiilor directe, nu se găsesc strate cu capacitate portantă suficientă spre a prelua încărcările construcţiei, precum şi în unele cazuri, când nivelul apei subterane se află aproape de suprafaţă.

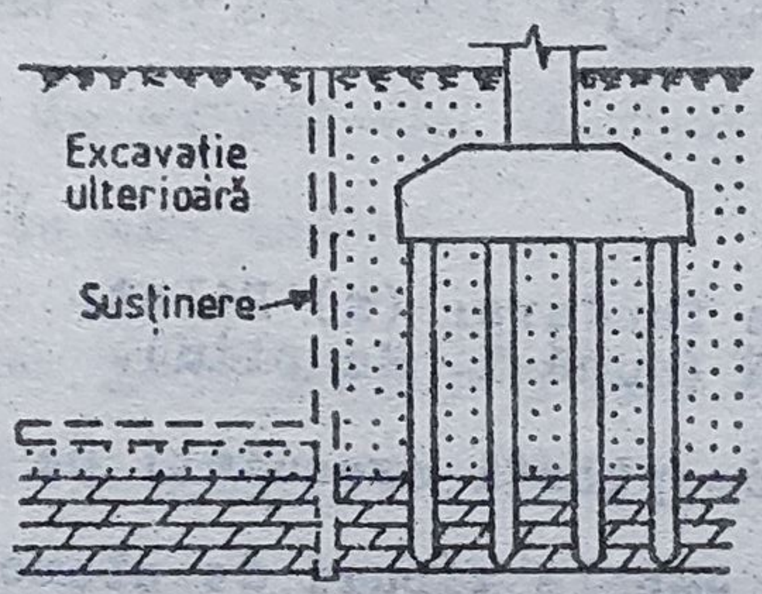
Datorită costului ridicat în raport cu fundaţiile directe, fundaţiile pe piloţi constituie o soluţie la care nu trebuie să se recurgă decât pe baza unei temeinice analize tehnico-economice. Piloţii sunt necesari la construcţiile care transmit încărcături înclinate sau orizontale, momente de restaurare sau forţe de



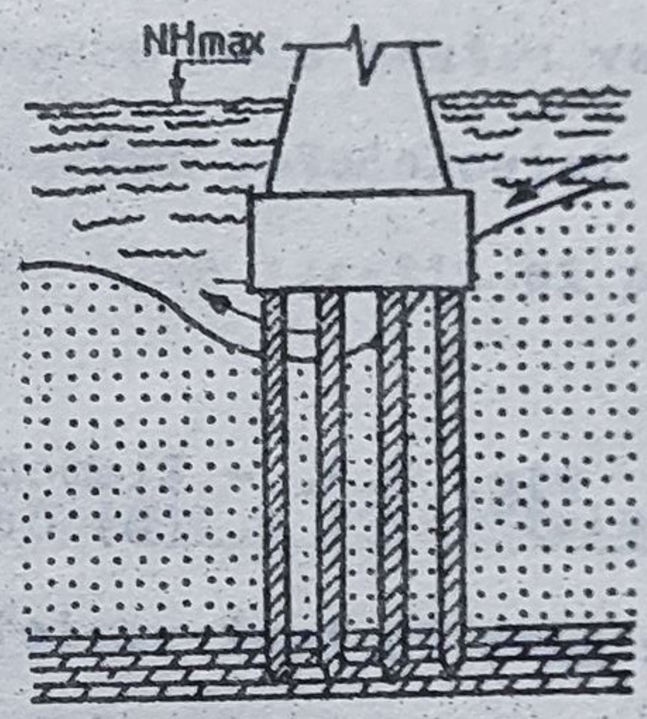
a



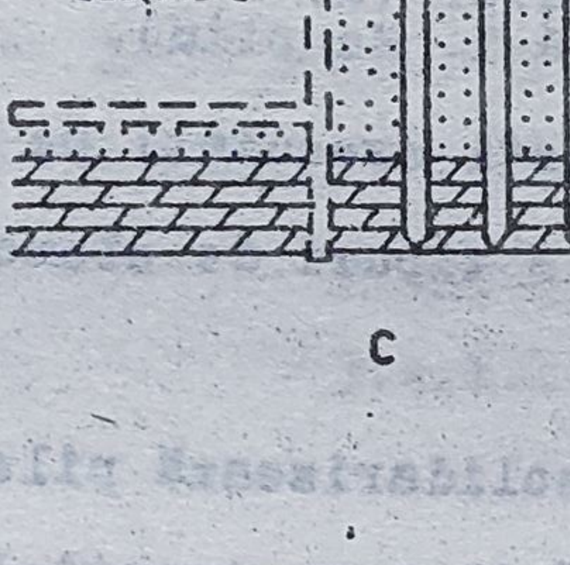
b



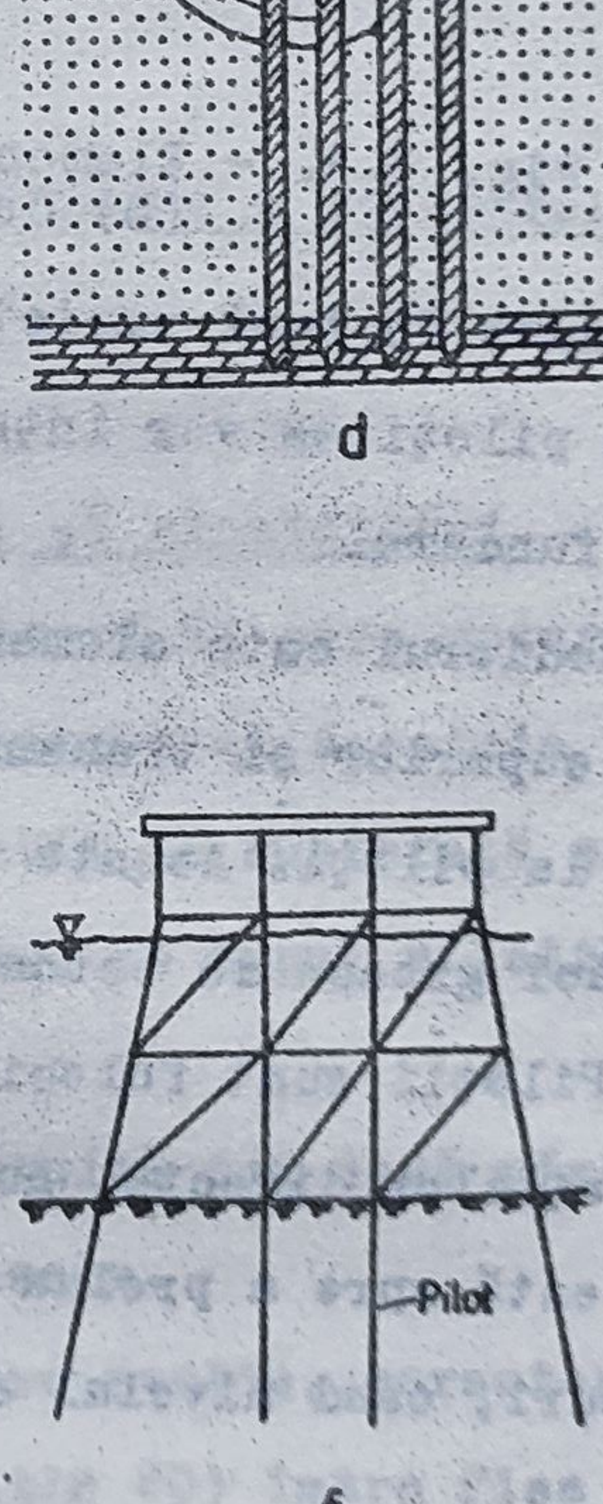
c



d



e



f

Fig. 3.4. - Fundații pe piloți. (a), (b) Fundații de stâlpi: 1 - pilot forat de diametru mare; 2 - pilot prefabricat; 3 - radier; 4 - strat de rocă compresibilă; 5 - strat de rocă practic incompresibilă, (c) Incărcare transmisă în adâncime pentru a evita solicitări laterale, (d) Erodarea fundului albiei la o pilă de pod, (e) Fundarea unui chei fluvial, (f) Platforma fixă de foraj marin. (după I. Manoliu).

smulgere importante, la care un grup de piloţi verticali şi eventual înclinaţi rezistă mai bine decât fundaţiile de adâncime. Piloţii sunt adoptaţi şi în anumite condiţii speciale, cum ar fi zonele supuse fenomenelor de afuiere, construcţiile grele şi foarte sensibile la tasări inegale, amplasamente pe roci sensibile la umezire sau chiar pe roci cu umflări şi contracţii mari (terenurile dificile vor fi traversate şi piloţii se vor sprijinii într-o rocă cu capacitate portantă suficientă). Aceste elemente de fundare sunt folosite şi pentru construcţii plasate în zone de mare puţin adâncă. Fig. 3.4. redă domenii de utilizare a fundaţiilor pe piloţi. Sunt cazuri în care piloţii sunt folosiţi numai pentru a îmbunătăţii caracteristicile terenului de fundare, fără să participe direct la preluarea încărcăturii transmise de structură.

Clasificarea piloţilor se poate face din numeroase puncte de vedere.

După modul de transmitere la teren a încărcării axiale se deosebesc două tipuri de piloţi: flotanţi şi purtători pe vârf (Fig. 3.5). Piloţii purtători pe vârf (numiţi şi "de rezistenţă"),

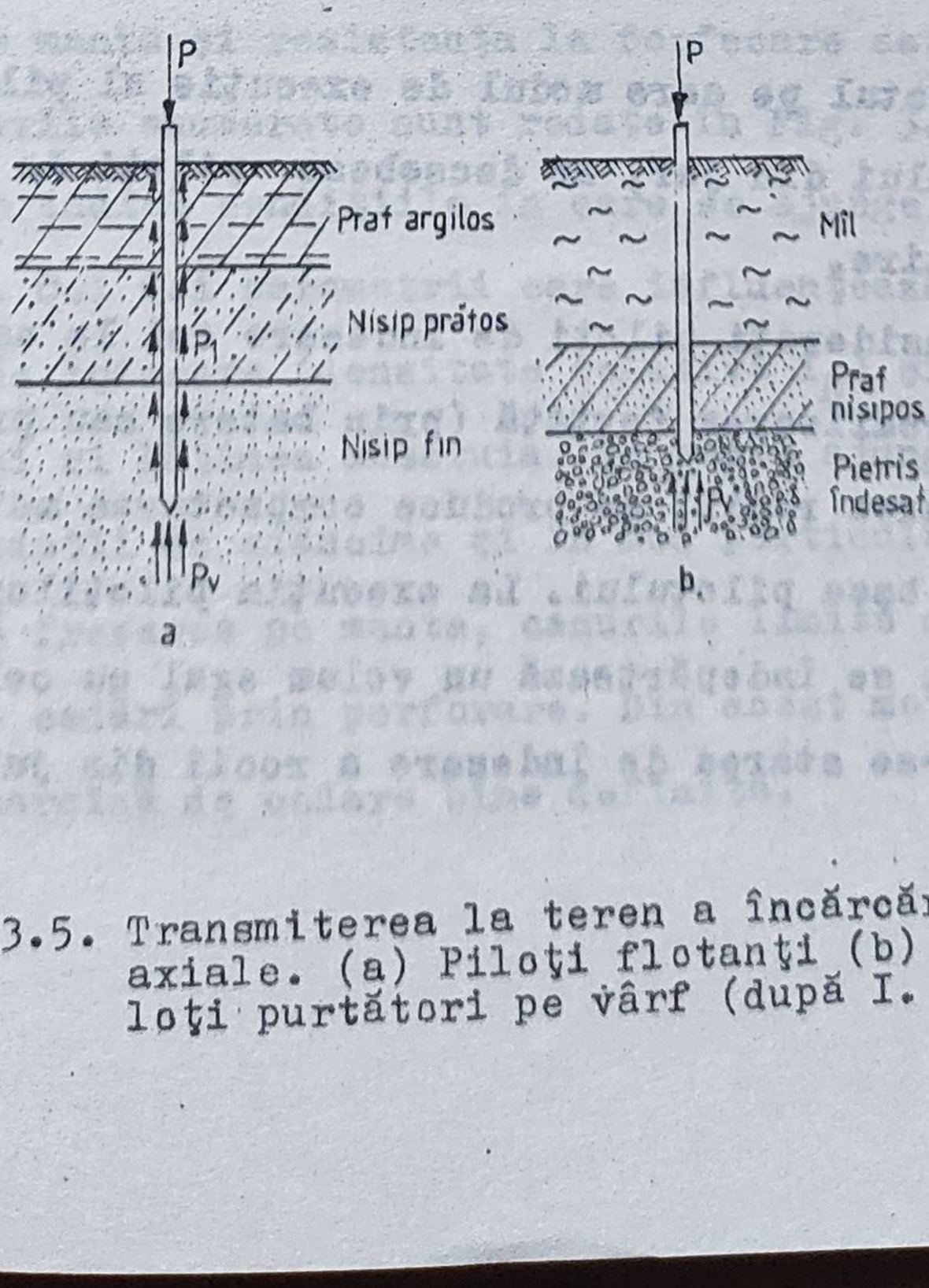


Fig. 3.5. Transmiterea la teren a încărcării axiale. (a) Piloţi flotanţi (b) Piloţi purtători pe vârf (după I. Manoliu)

predau sarcina prin intermediul vârfului lor, vârf ce este înfipt într-un teren rezistent, puţin compresibil. Piloţii flotanţi (purtători de manta), transmit sarcina prin fiecare, între suprafaţa laterală a pilotului şi terenul înconjurător. Aceştia se folosesc atunci când terenul rezistent se găseşte la adâncimi mari.

După modul de execuţie se deosebesc de asemenea două categorii de piloţi: piloţi prefabricaţi şi piloţi fabricaţi pe loc.

Piloţii prefabricaţi sunt din lemn, metal, beton armat sau beton precomprimat, care se confecţionează în întreprinderi de prefabricate sau pe şantier, sunt transportaţi la locul de punere în operă şi înfipţi în pământ prin unul din următoarele procedee: batere, vibrare, presare şi înşurubare.

Piloţii executaţi pe loc sunt realizaţi prin turnarea betonului într-o gaură făcută chiar pe locul de formare a pilotului. După procedeul de realizare a găurii, aceşti piloţi se clasifică în piloţi executaţi pe loc prin batere, piloţi executaţi pe loc prin vibrare şi piloţi executaţi pe loc prin forare. Toate trei categoriile cuprind procedeul de lucru fără tubaj sau dimpotrivă, cu tubaj. Piloţii executaţi pe loc prin forare se pot realiza şi cu burghiu continuu.

După efectul pe care modul de execuţie al pilotului îl are asupra terenului din jur, se deosebesc: piloţi de îndesare şi piloţi de dislocuire.

Sunt consideraţi piloţi de îndesare cei la care prin înfigere sau prin realizarea forţată (prin batere sau presare) a găurii, fără evacuarea rocii, se produce compactarea materialului din jur şi de la baza pilotului. La execuţia piloţilor de dislocuire se extrage şi se îndepărtează un volum egal cu cel al pilotului, neafectându-se starea de îndesare a rocii din jur.

După materialul din care sunt alcătuiţi există: piloţi omogeni (din lemn, metal, beton simplu, beton armat, beton precomprimat) şi piloţi compuşi (din lemn şi beton simplu, lemn şi beton armat, metal şi beton simplu).

După modul de variaţie a secţiunii transversale sunt: piloţi cu secţiune constantă şi piloţi cu secţiune variabilă.

Variaţia secţiunii poate fi: continuă (ca de exemplu la piloţii piramidali) sau bruscă, la piloţii cu evazare la bază sau cu evazări multiple.

3.2.1.2. Interacţiunea pilot-rocă

Modul în care cedează un pilot depinde în principal de rezistenţa la forfecare a rocii în care este plasat.

Pentru a pune această problemă, este util să analizăm imaginea de ansamblu prezentată de Vasić (1967) în legătură cu modul de cedare al fundaţiilor în general. El deosebeşte trei cazuri de cedare pentru fundaţiile pe nisip: (1) cedare prin depăşirea rezistenţei la forfecare, cu suprafeţe de alunecare clar evidenţiate şi cu o sarcină de cedare bine definită; (2) cedări locale succesive; (3) cedare prin perforare - apare în cazul în care există numai o solicitare pe manta şi rezistenţa la forfecare este depăşită.

Cazurile enumerate sunt redate în Fig. 3.6. împreună cu diagramele ce indică condiţiile în care se ajunge la anumite moduri de cedare. Cei doi parametrii care influenţează stabilitatea sunt gradul de îndesare (densitate relativă I_D) şi raportul între fişa pilotului şi lăţimea acestuia. Se poate ajunge la concluzia că pentru fundaţii de adâncime şi în mod particular pentru piloţi, chiar şi fără frecarea pe manta, cazurile limită duc la prognozarea unei posibile cedări prin perforare. Din acest motiv, în general, nu există o sarcină de cedare bine definită.

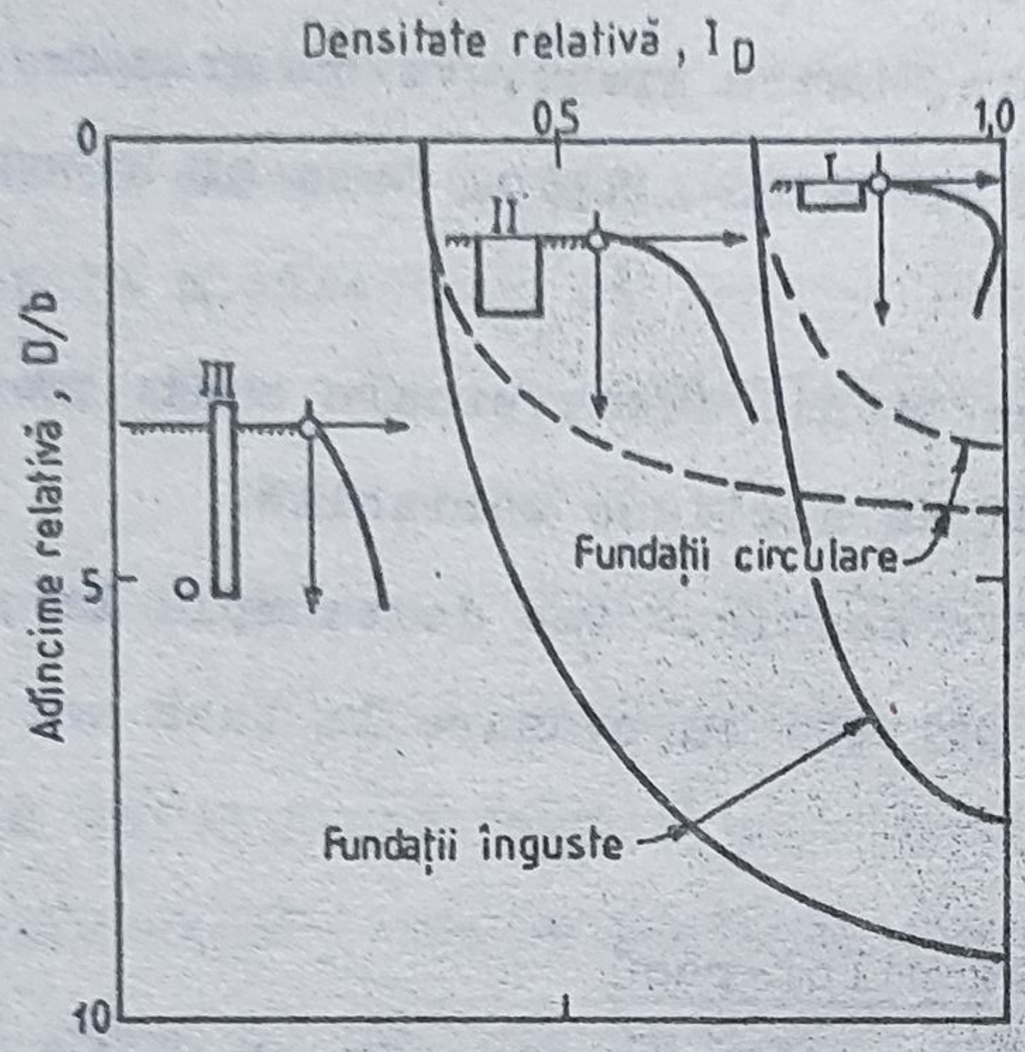


Fig. 3.6. - Corelaţii între soluţiile de fundare şi gradul de îndesare pentru nisipuri. I - Cedare generală, II - Cedare locală, III - Cedare prin penetrare (după H.F. Winterkorn ş.a.).

Păstrând ca pe un cadru general discuţia prezentată, diferitele moduri de cedare pot fi caracterizate prin schiţele din Fig. 3.7. Ele cuprind: rezistenţa la forfecare pentru roca din jurul pilotului şi pentru stratul de încastrare, alături fiind diagrama încărcare-tasare.

Cazul I reprezintă un pilot bătut (lemn sau beton armat), al cărui vârf pătrunde într-o rocă foarte rezistentă. Roca din jurul pilotului este prea slabă pentru a exercita o rezistenţă. Pilotul cedează ca o coloană zveltă, alcătuită dintr-un singur material, supusă la compresibilitate. După un răspuns elastic la solicitare, apare cedarea prin încovoiere. Astfel, pe diagrama efort-deformaţie se poate defini o anumită încărcare de cedare.

Cazul 2 este cel mai frecvent întâlnit. Pilotul a trecut printr-o rocă cu rezistenţa scăzută la forfecare, până la un strat cu o rezistenţă mai bună, a penetrat pe mică adâncime şi roca bună. O creştere a încărcării p va produce o suprafaţă generală de cedare în stratul portant din bază. Efectul frecării pe manta este mai curând neglijabil, întrucât stratul din bază previne apariţia unei tasări excesive. Astfel, gradul de mobilizare a rezistenţei la forfecare în lungul pilotului va fi scăzut. Diagrama încărcare-tasare

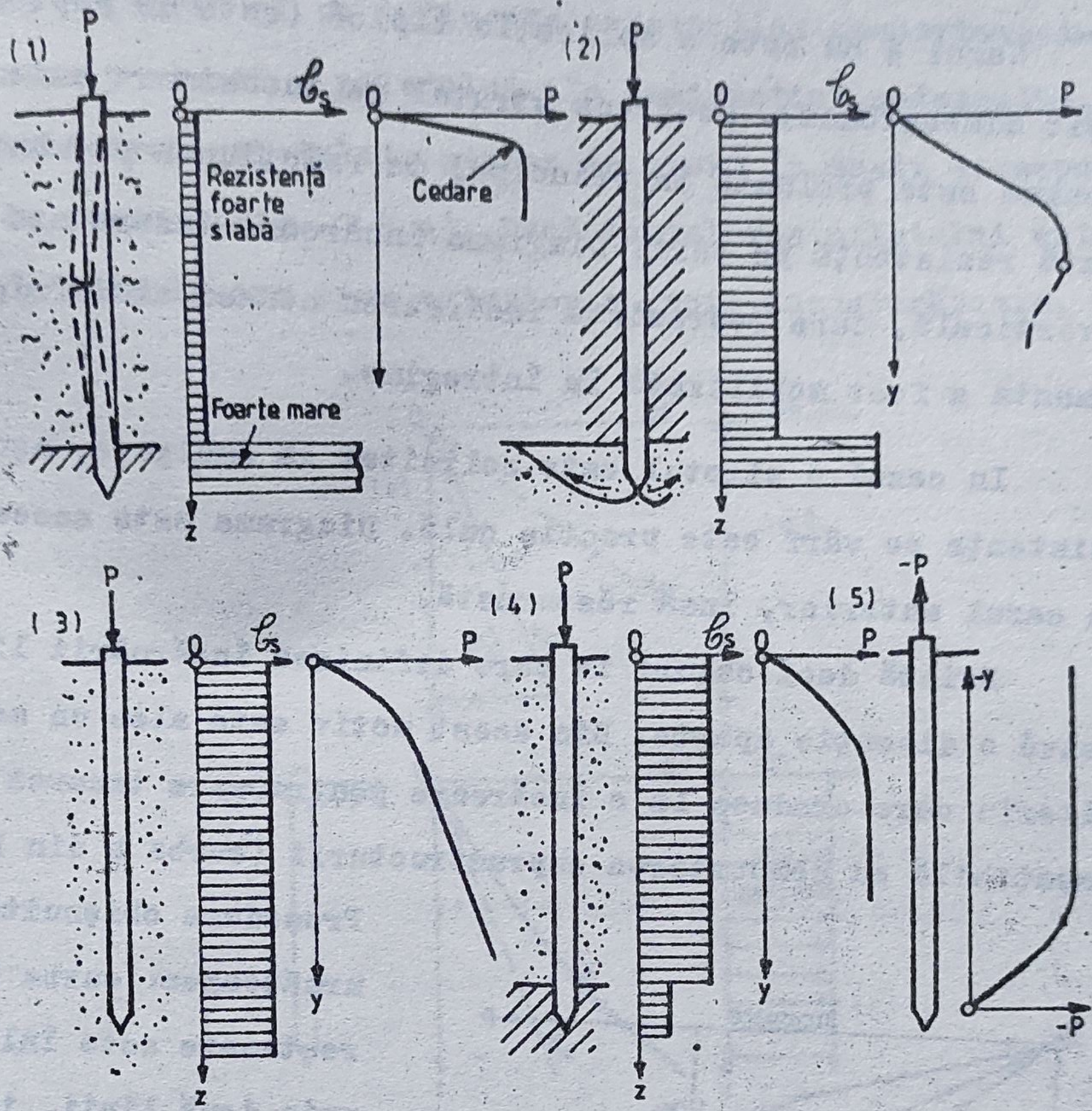


fig. 3.7. - Modul în care rezistența rocii determină tipul de cădere. (1) Incovoierea într-o rocă foarte slabă. (2) Cedare prin suprafețe de forfecare în rocă rezistentă. (3) Rezistența uniformă. (4) Rezistența mică a stratului din bază, predomină frecarea laterală . (5) Frecare laterală la smulgere.

are formă asemănătoare cu diagrama tipică pentru fundațiile de mică adâncime situate pe nisipuri.

In cazul 3, rezistența la forfecare a rocii este uniformă și din acest motiv este de așteptat o cedare prin perforare. Diagrama încărcare-tasare nu are o tangentă verticală și nu există o anumită presiune de cedare. Incărcarea este preluată atât de rezistența pe vârf, cât și de frecarea pe manta.

Cazul 4 nu este o aplicaţie tipică (este de fapt un pilot greşit dimensionat). Deoarece stratul de încastrare este slab, încărcarea este preluată în principal de fricţiunea pe manta şi nu există rezistenţă pe vârf. Diagrama încărcare-tasare are o tangentă verticală, care reprezintă încărcarea atunci când fricţiunea pe manta a fost mobilizată în întregime.

In cazul 5 pilotul este solicitat la smulgere, aşa încât rezistenţa pe vârf este practic nulă. Diagrama este aceeaşi cu cea din cazul anterior, însă răsturnată.

Există deci cazuri în care definirea încărcării limită necesită o discuţie aparte. Din acest motiv este ales un anumit criteriu care conduce la o încărcare pentru care tasarea rămâne compatibilă cu comportarea suprastructurii (curba b din Fig. 3.8). Procedura obişnuită este următoarea: curba încărcare-tasare este înlocuită prin două linii, iar punctul lor de intersecţie este privit ca presiune limită. Un alt concept de evaluare a presiunii limită este redat prin curba c din Fig. 3.8.

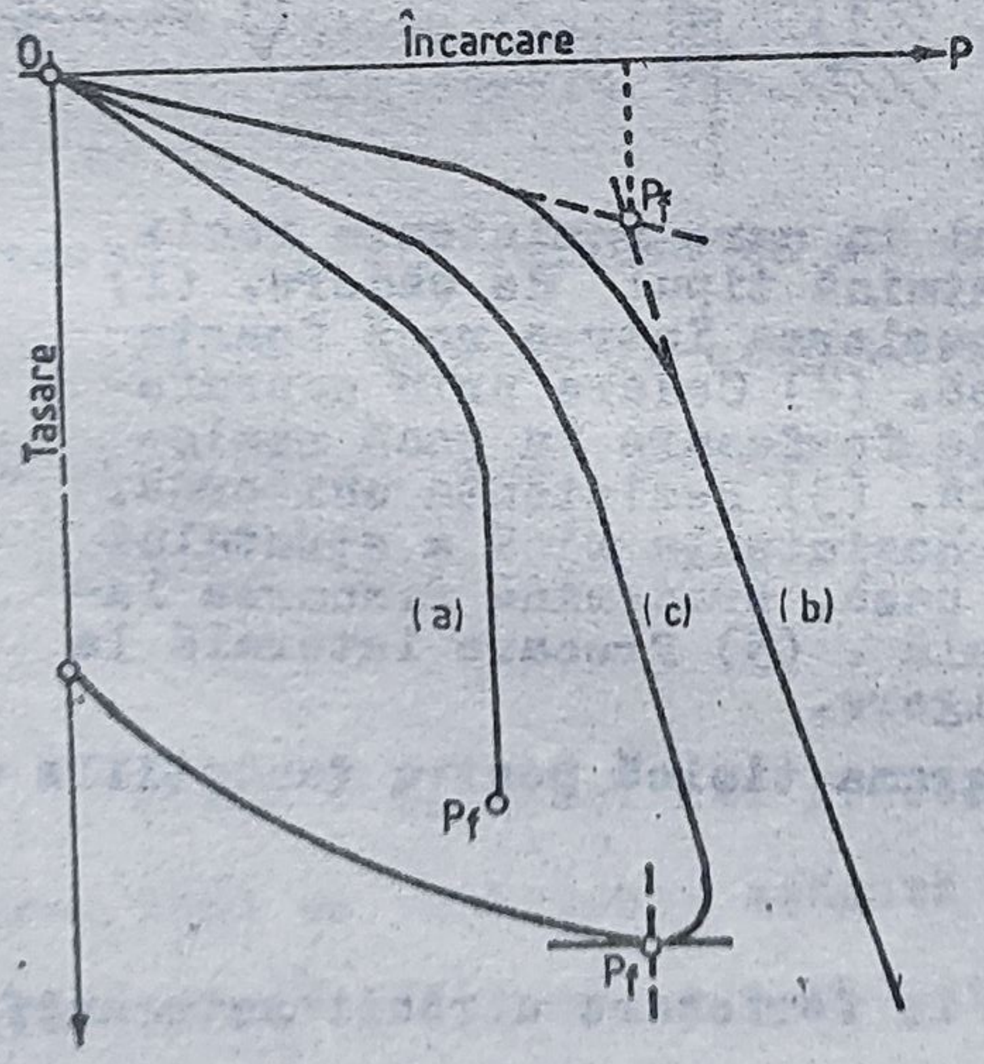


Fig. 3.8. - Criterii pentru stabilirea sarcinii de cedare. (a) Cedare evidentă. (b) Penetrarea creşte treptat. (c) Convenţie de evaluare a sarcinii limită p_f. (după H.F. Winterkorn ş.a.).

Introducerea unui pilot prefabricat în teren, prin una din metodele mai sus menţionate sau turnarea acestuia în loc, va duce la schimbarea stării de eforturi din jurul acestui element de construc-

ţie . Schimbarea, va fi diferită în funcţie de tehnologia de punere în loc folosită şi va influenţa substanţial comportamentul şi capacitatea portantă a pilotului. In semispaţiul nederanjat, înainte de realizarea pilotului, starea de efort în masiv corespunde stării de repaus (Fig. 3.9.a). Dacă instalarea pilotului este însoţită de o deplasare spre exterior a rocii înconjurătoare, forţa

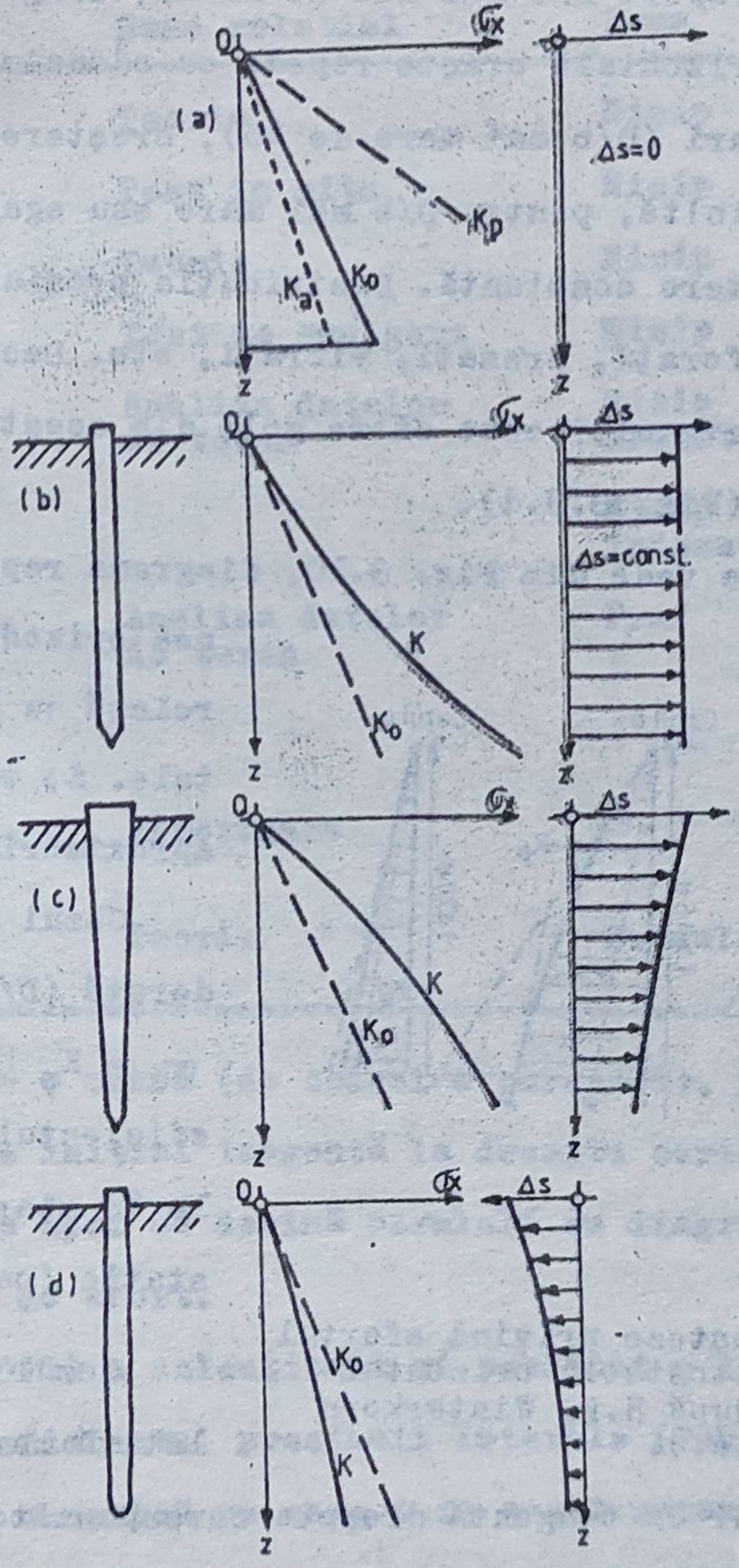


Fig. 3.9. - Stări de eforturi. (a) Condiţii de repaus. (b) Pilot cilindric bătut, deplasări laterale constante. (c) Pilot conic bătut. (d) Pilot realizat prin forare (după H.F. Winterkorn ş.a.).

normală care acţionează pe corpul pilotului creşte şi apar forţe de frecare pe suprafaţa laterală.(Fig. 3.9.b , reprezintă cazul unui pilot cilindric bătut care este însoţit de deplasări laterale constante şi Fig. 3.9.c., reprezintă cazul unui pilot conic bătut). In acest caz este important raportul dintre fisă şi diametrul pilotului. Pentru un raport D/b mai mic de 10-15, diagrama va fi adevărată, presiunea orizontală creşte repede cu adâncimea. Pentru lungimi relative mai mari (D/b mai mare de 20), creşterea nu este continuă şi este încetinită, pentru D/b mai mare sau egal cu 40 se poate înregistra o creştere constantă. Distribuţia presiunii va fi diferită pentru piloţi foraţi, presaţi, vibraţi, etc. Dacă se excavează o gaură, mişcarea terenului este către gol, din acest motiv presiunea orizontală scade (Fig. 3.9.d).

După cum se vede din Fig. 3.10, diagrama reprezentând presiunea orizontală poate fi corelată cu deplasările orizontale. Se recomandă folosirea aproximărilor de mai jos.

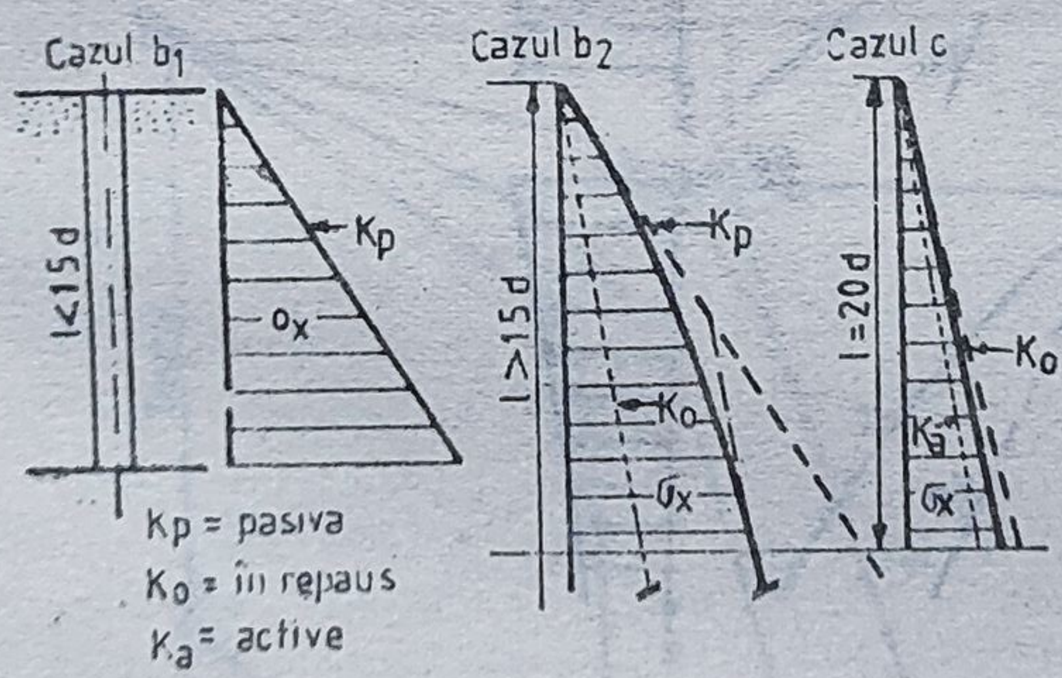


Fig. 3.10. - Ipoteze privind efortul litostatic orizontal (după H.F. Winterkorn ş.a.).

Cazul b_1 - adâncime moderată ($D/b < 15$),

$\sigma_x = K_p \sigma_z$, unde K_p este coeficientul presiunii laterale în stare de repaus litostatic (pasivă).

Cazul b_2 - adâncimea relativă mare ($D/b > 15$), diagrama are iniţial ca tangentă dreapta corespunzătoare stării pasive de eforturi, apoi apare o curbă de tranziţie şi în final o creştere constantă având aceeaşi pantă cu a diagramei corespunzătoare stării de repaus.

Tabelul 3.1.

VALORI ALE COEFICIENTULUI PRESIUNII LATERALE PENTRU FONDATII PE PILOTI.

Autor	Baza relaţiei	Roca	k
Brinch Hansen	Teorie	Nisip	$\cos^2\phi$
Lundaren, 1960	Test in situ	Nisip	0,8
Henry	Teorie	Nisip	k_p
Ireland, 1957	Test de smulgere	Nisip	1,75 la 3
Meyerhof, 1951	Analiza datelor de teren	Nisip afânat	0,5
		Nisip îndesat	1,0
Mansur-Kaufman, 1958	Analiza datelor de teren	Praf	0,3 (compresiune)
			0,6 (tensiune)
Lambe-Whitman, 1969	Aproximare		2
Kezdi, 1958	Teorie	Granulară	k_p

Cazul c - o curbă (de obicei o parabolă), pentru un raport D/b = 20, ea este iniţial tangentă la dreapta corespunzătoare stării de repaus, ca apoi să devină paralelă cu diagrama corespunzătoare stării active de efort.

Hirst (1970) a colecţionat şi publicat o listă reprezentativă cuprinzând coeficientul presiunii laterale (Tabelul 3.1), acceptând că valoarea numerică pe care o ia acest parametru este influenţată de un mare număr de variabile, cum ar fi tipul piletului, metode de punere în loc, modul de încărcare, caracteristicile rocii, etc. Aceste recomandări sunt numai aproximaţii grosiere, întrucât pot să apară diferenţe notabile depinzând de unele detalii strict locale.

Tabelul 3.2.

VALORI ALE UNGHIURILOR SI COEFICIENTILOR DE ADERENTA

Roca	Beton rugos turnat în loc		Beton neted prefabricat		Otel	
	φ°	tan φ	φ°	tan φ	φ	tan φ
Pietriş cu nisip	42	0,87	30	0,58	28	0,55
Pietriş cu nisip prăfos	33	0,65	22	0,40	23	0,42
Nisip mediu uscat	33	0,65	30	0,58	28	0,55
Nisip umed	33	0,65	31	0,60	28	0,55
Nisip saturat	32	0,62	30	0,58	26	0,49
Silt grosier I = 4% uscat	36	0,73	30	0,58	30	0,58
umed	28	0,53	23	0,43	22	0,40
Silt I = 9% uscat	35	0,70	30	0,58	28	0,53
umed	23	0,42	22	0,40	20	0,36
Silt I = 14% uscat	35	0,70	28	0,53	28	0,53
umed	25	0,47	20	0,36	20	0,36

Frecarea pe manta poate fi calculată pe baza legii Coulomb, folosind distribuţia presiunii normale aşa cum a fost prezentată mai sus şi numai în cazul în care deplasarea pe verticală a pilotului este suficient de mare pentru a mobiliza toată rezistenţa la fricţiune între rocă şi pilot. In general se cunoaşte numai limita superioară a fricţiunii, dată de relaţia $\tau_s = \sigma_x \operatorname{tg} \varphi + a$ (vezi Fig. 3.11). Pentru roci necoezive şi pentru unele materiale de construcţie, valorile pentru φ şi tg φ sunt date în Tabelul 3.2.

Vesić (1970) arată că în situaţii practice obişnuite, în care piloţii sunt bătuţi în straturi de nisip a căror densitate relativă creşte cu adâncimea, frecarea laterală furnizează mai puţin

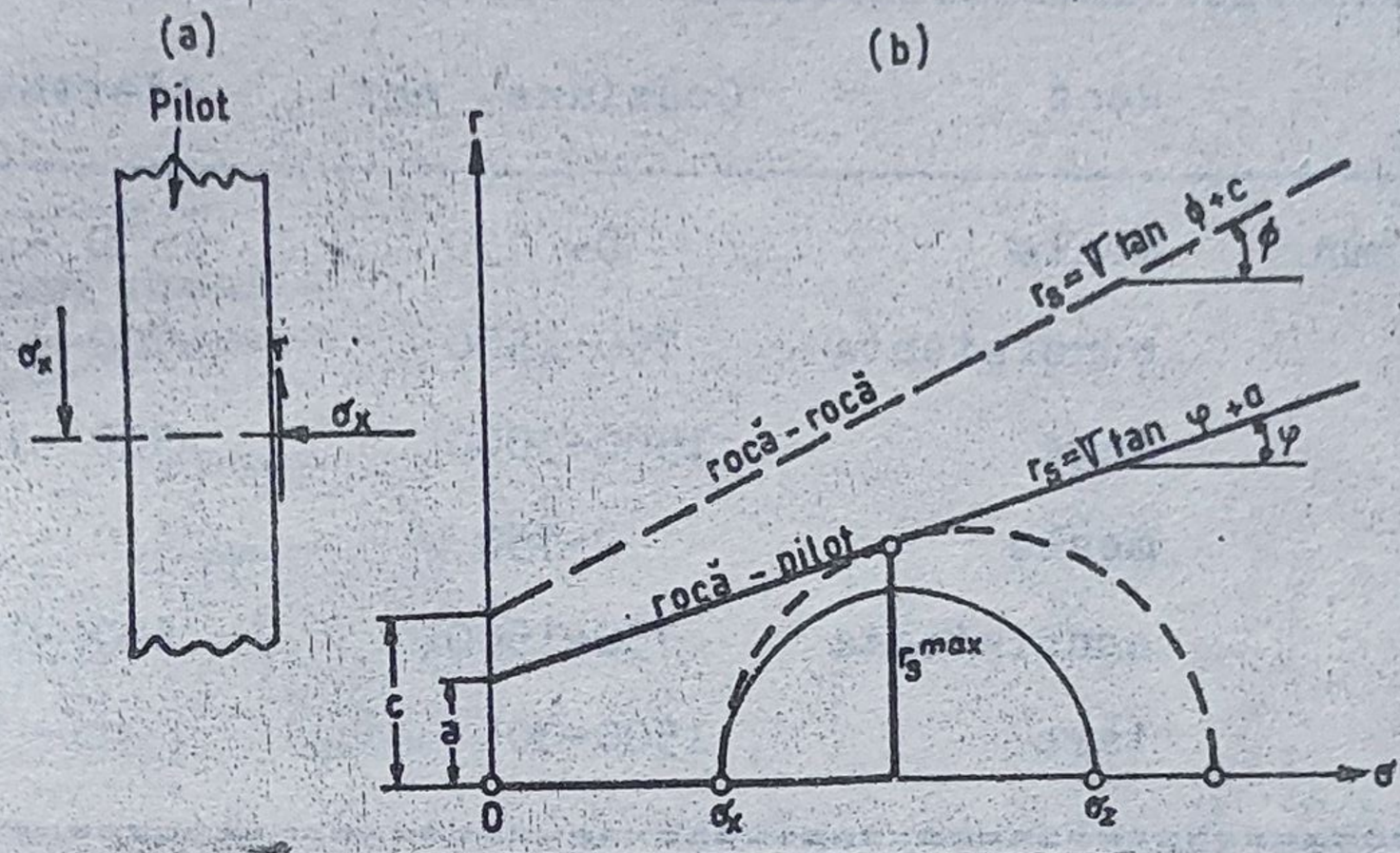


Fig. 3.11. - Stări de eforturi pe suprafaţa pilotului.

de jumătate din rezistenţa totală. Pentru cazuri practice se poate considera că frecarea laterală creşte liniar cu adâncimea până la 15 d şi acolo atinge valoarea τ_{max}.

Folosind datele rezultate din încercări de probă făcute pe piloţi bătuţi în roci argiloase, Tomlinson arată că aderenţa observată, exprimată că procent din coeziunea argilei nederanjate, în valori ce cad în trepte din ce în ce mai mari de la aproximativ 100% în argile foarte moi la 20% în argile rigide. Relaţia între aderenţa medie observată şi coeziune este redată în Fig. 3.12. Va-

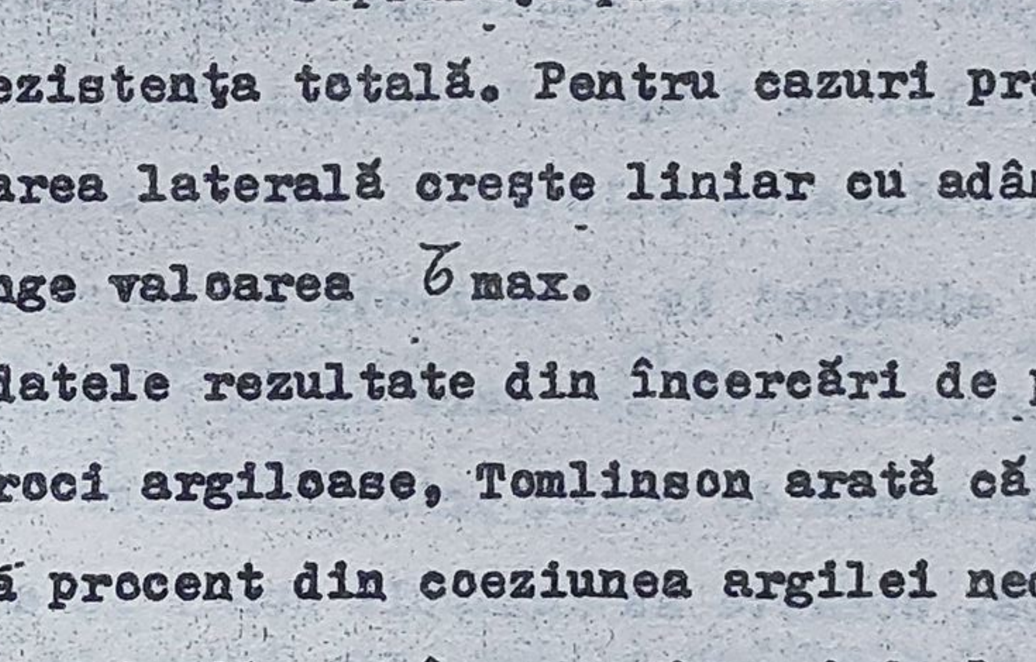


Fig. 3.12. - Relaţia coeziune-aderenţi (după Tomlinson).

lorile numerice medii sunt redate în Tabelul 3.3. Scăderea valorii aderenţei nu este legată de pierderea rezistenţei prin remodelare şi

Tabelul 3.3.

VALORI TIPICE PENTRU ADERENTA

Pilot	Rocă	Coeziune, psf	Aderenţă, psf
beton, lemn	moale	0- 750	0 - 700
	consistenta	750-1500	700 - 900
	tare	1500-3000	900 -1300
metal	moale	0-750	0 - 600
	consistenta	750-1500	600 -1500
	tare	1500-300	-

este posibil să apară datorită prezenţei unui spaţiu parţial ocupat aflat între pilot şi rocă. Acest spaţiu se poate forma prin transmiterea vibraţiilor în timpul forajului şi prin mişcarea rocii dislocate la introducerea pilotului. Argila moale se reconsolidează şi ocupă golul ajungând la o aderenţă ce reprezintă 100% din coeziune, argila consistentă sau tare se va reconsolida numai parţial.

Roca deranjată de pilot prin instalare este parţial împinsă către suprafaţă, aceasta se întâmplă numai la adâncimi mici. Sub o anumită adâncime critică apar mari deplasări orizontale, astfel, roca este parţial consolidată prin comprimare elastică pe o zonă în jurul pilotului. Extinderea acestei zone depinde de tipul rocilor şi de metoda de instalare a piloţilor. Nu există o lege generală care să determine extinderea şi gradul de consolidare, există însă experimentări în anumite condiţii. Testele făcute pe nisip cu densitate medie, de Kezdi (1958), au dat deplasările redate în Fig. 3.13. Aceste deplasări sunt cauza scăderii porozităţii şi creşterii valorii unghiului de frecare. Diametrul zonei deranjate din jurul pilotului s-a aproximat ca fiind de 6 ori diametrul pilotului, mărimea deplasărilor scade după o lege parabolică.

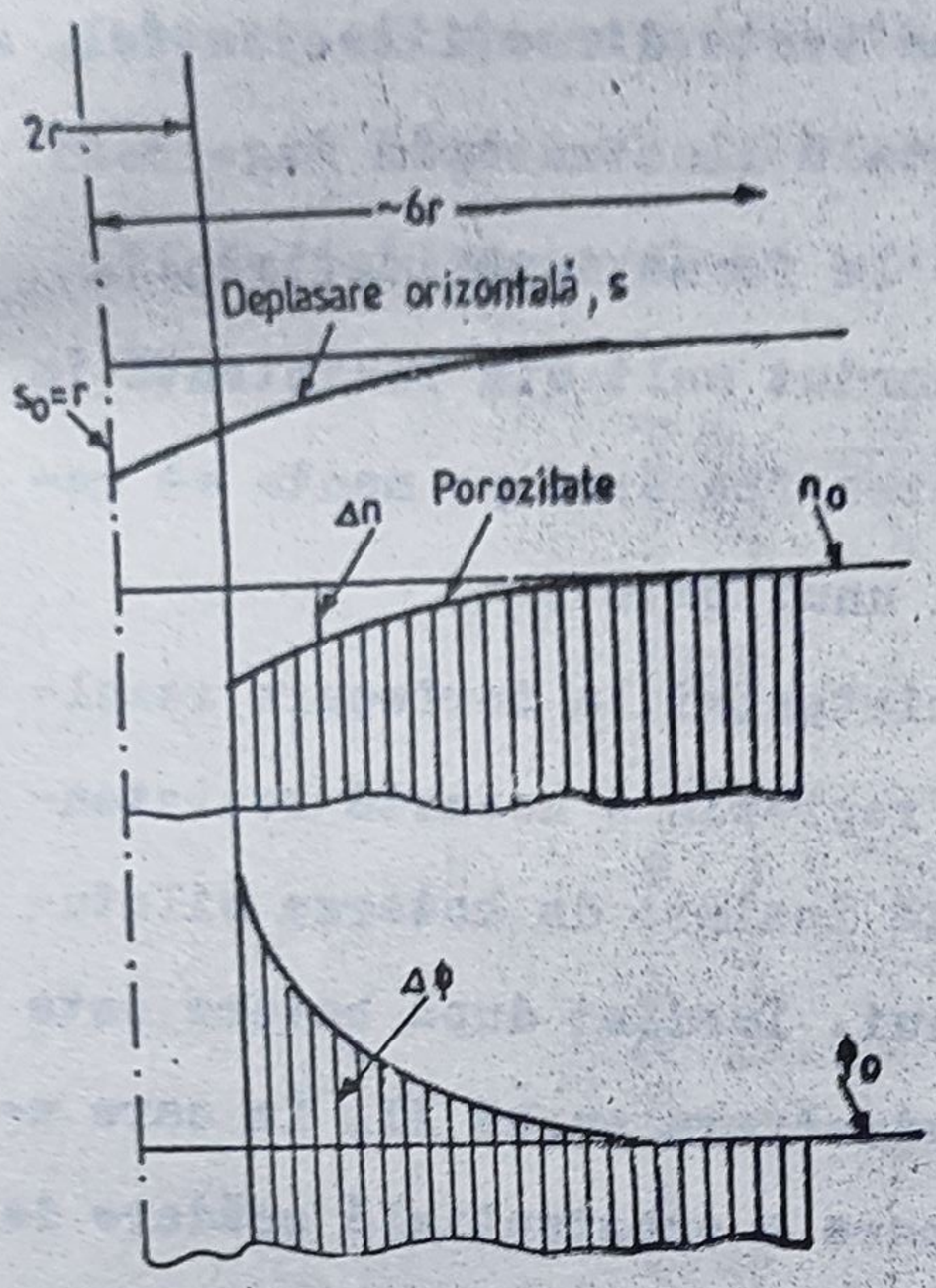


Fig. 3.13. - Deplasări orizontale la piloţi bătuţi în nisip.

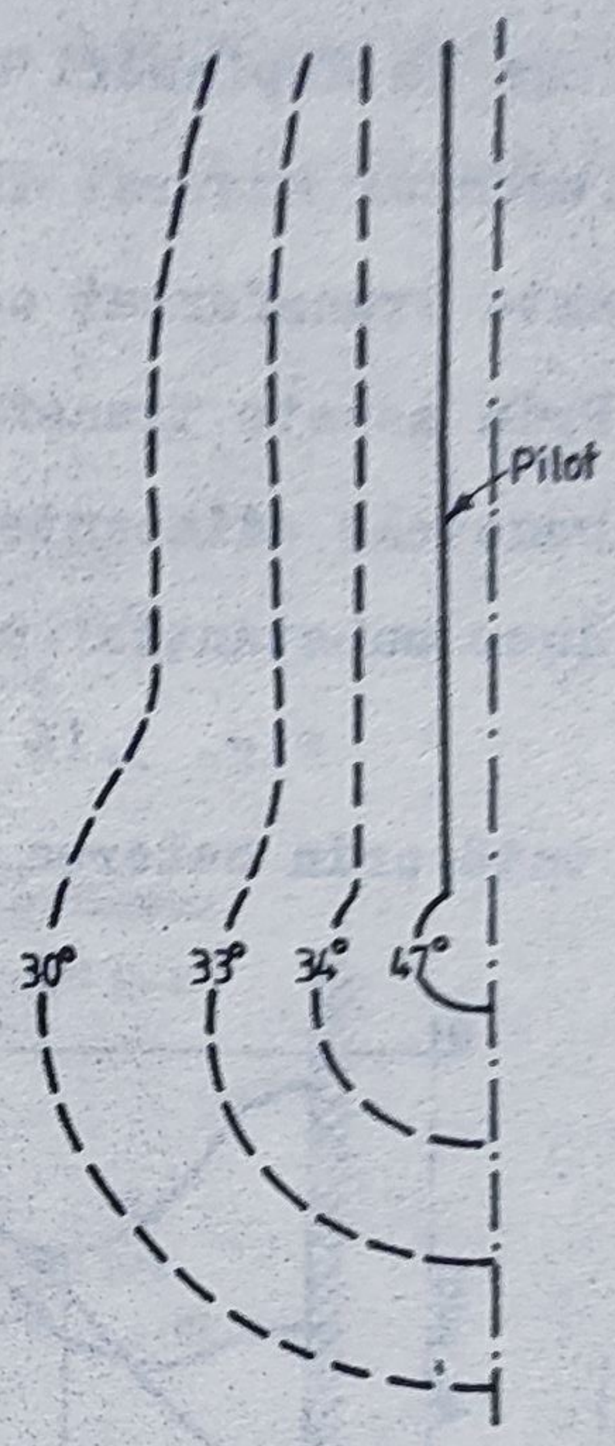


Fig. 3.14. - Valori ale unghiului Ø după baterea pilotului (după H.F. Winterkorn ş.a.)

Figura 3.14 arată rezultatele obţinute de Meyerhof (1959), şi anume redă creşterea unghiului de frecare în zona compactă.

Prin baterea pilotului , argilele suferă nu numai o compresiune, dar şi o deranjare a structurii. Taylor (1948) arată conse-

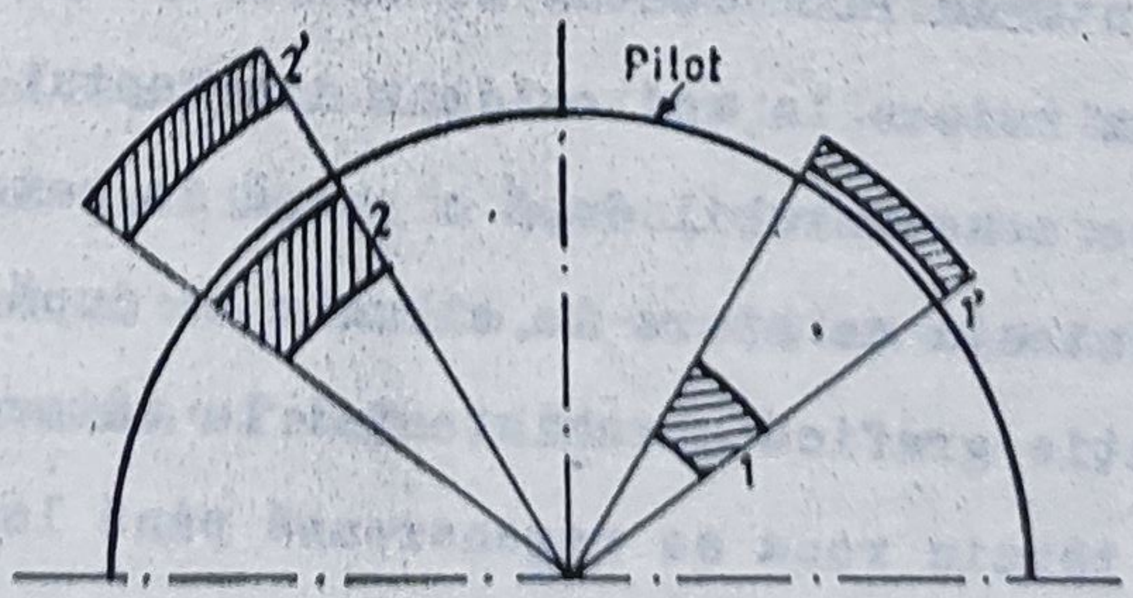


Fig. 3.15. - Deplasarea şi deformarea rocilor argiloase prin baterea pilotului.

cinţele acestui efect analizând schimbările rezistenţei la forfe-

care. Un pilot bătut într-un depozit gros de argilă moale saturată duce la deplasări orizontale, egale în toate direcţiile. Astfel, elementul haşurat din secţiunea orizontală ilustrată în Fig. 3.15 este transformat ca mărime şi poziţie la forma aproximativă 1'. Prin aceste transformări, argila a pierdut mult din rezistenţă în punctele adiacente pilotului şi valoarea frecării pe manta se reduce substanţial pe parcursul baterii unui pilot.

Fig. 3.16 redă schimbarea rezistenţei la forfecare rezultată prin baterea pilotului. Curba I reprezintă această rezistenţă înainte de baterea pilotului. Imediat după batere este adevărata curbă II, în care apare o substanţială scădere de rezistenţă. In argilă apare o cantitate excedentară apreciabilă de presiune a apei din pori care duce parţial la deranjarea structurii şi parţial la o compresiune radială ridicată. Gradientul rezultat din aceste presiuni excedentare duc la declanşarea unui proces de consolidare. Acest proces are ca efect formarea într-un ritm destul de alert a unei tensiuni superficiale, aşa cum reiese în mod evident din faptul că rezistenţa la batere creşte considerabil după o pauză de batere. Curba III reprezintă rezistenţa ce apare la circa o zi după forare, curba IV dă o aproximaţie grafică a rezistenţei la câteva săptămâni după batere. Mai târziu roca se regenerează până la rezistenţa iniţială, în unele cazuri s-au înregistrat chiar valori îmbunătăţite.

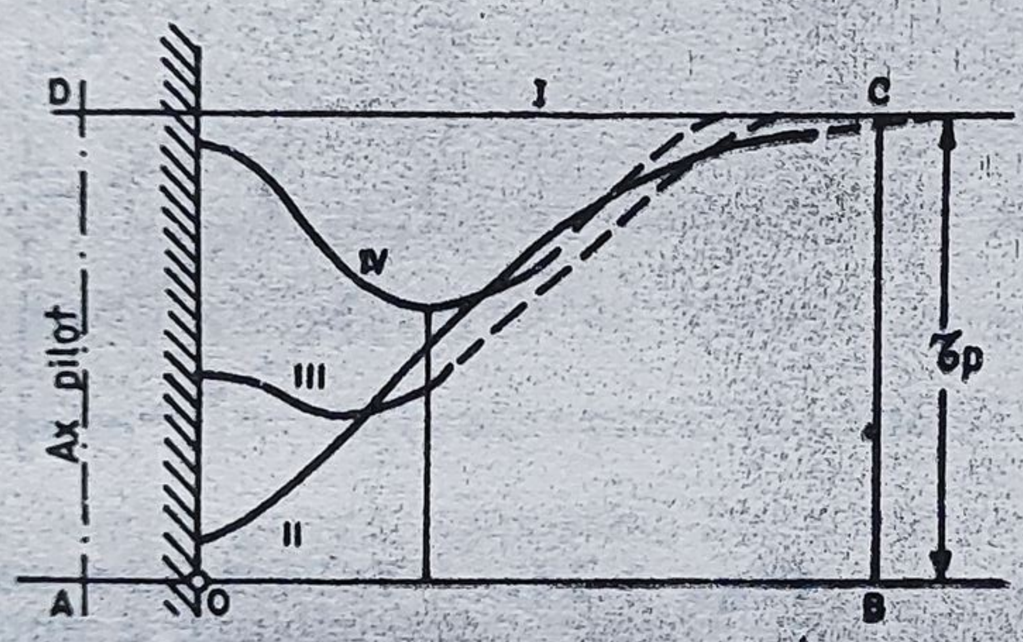


Fig. 3.16. - Efectul timpului la rocile argiloase (după H.F. Winterkorn ş.a.)

Tomlinson (1971) arată că aderenţa nu depinde numai de roca propriuzisă, ci şi de succesiunea litologică la care apar-

ţine roca. In funcţie de poziţia relativă a straterlor de litologii diferite şi de rata penetrării (raportul între adâncimea de penetrare şi diametrul pilotului), în Fig. 3.17. este indicat sub formă grafică factorul de aderenţă.

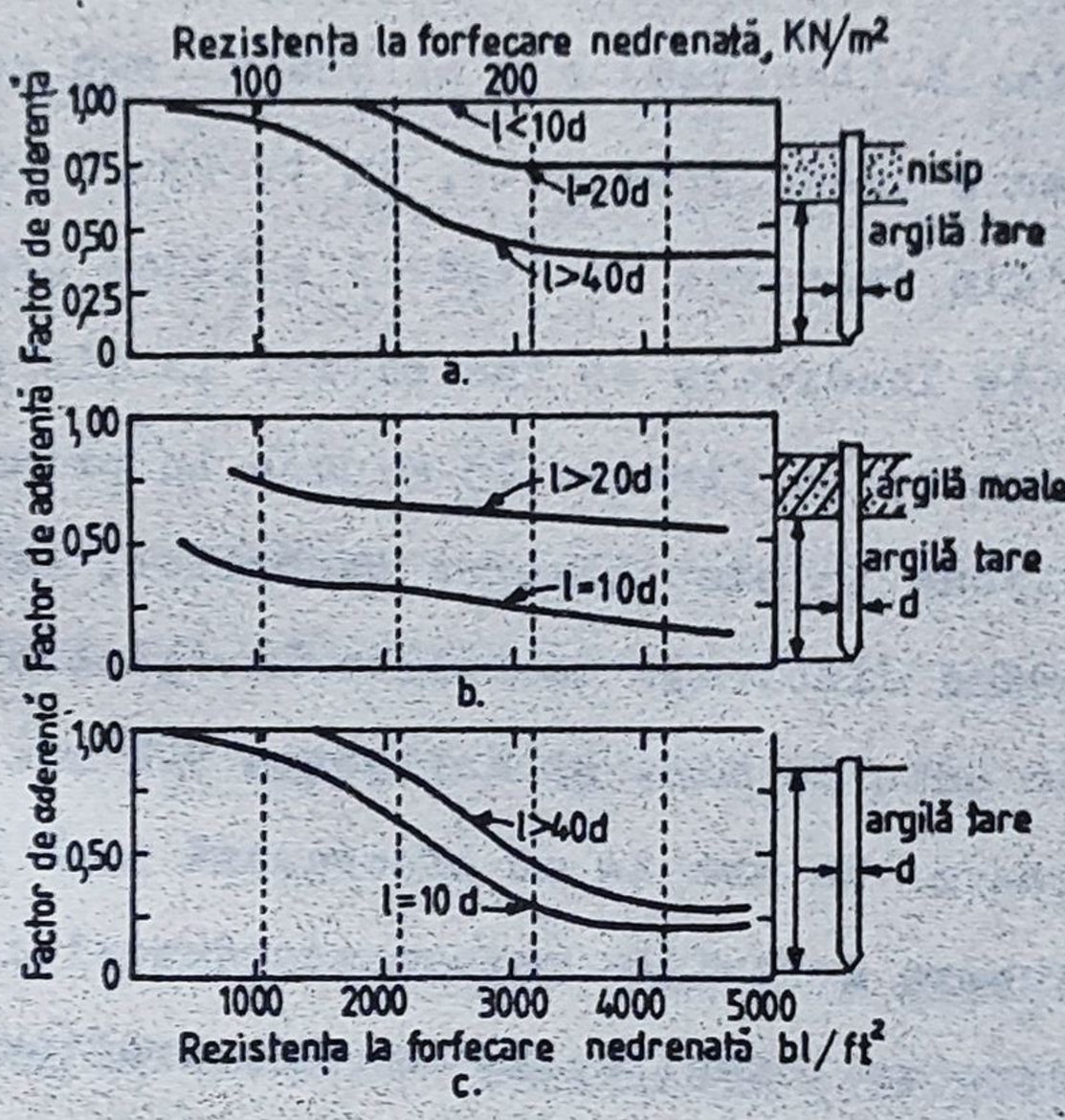


Fig. 3.17. - Factori de aderenţă (după Tomlinson).

O problemă specială o reprezintă frecarea pe manta în cazul piloţilor turnaţi în loc, atunci când este folosit noroiul de foraj. Din încercările de laborator făcute de Farmer-Buckley şi Sliwinski (1971) a rezultat că frecarea pe manta pentru nisipuri nu diferă cu mai mult de 10% din frecavrea de manta pentru aceleaşi nisipuri după folosirea noroiului de foraj. In practică s-a observat că pentru piloţi realizaţi în teren, printr-un procedeu de turnare la care s-a folosit bentonită, s-a obţinut un transfer de încărcare într-un procent foarte ridicat.

ţine roca. In funcţie de poziţia relativă a straturilor de litologii diferite şi de rata penetrării (raportul între adâncimea de penetrare şi diametrul pilotului), în Fig. 3.17. este indicat sub formă grafică factorul de aderenţă.

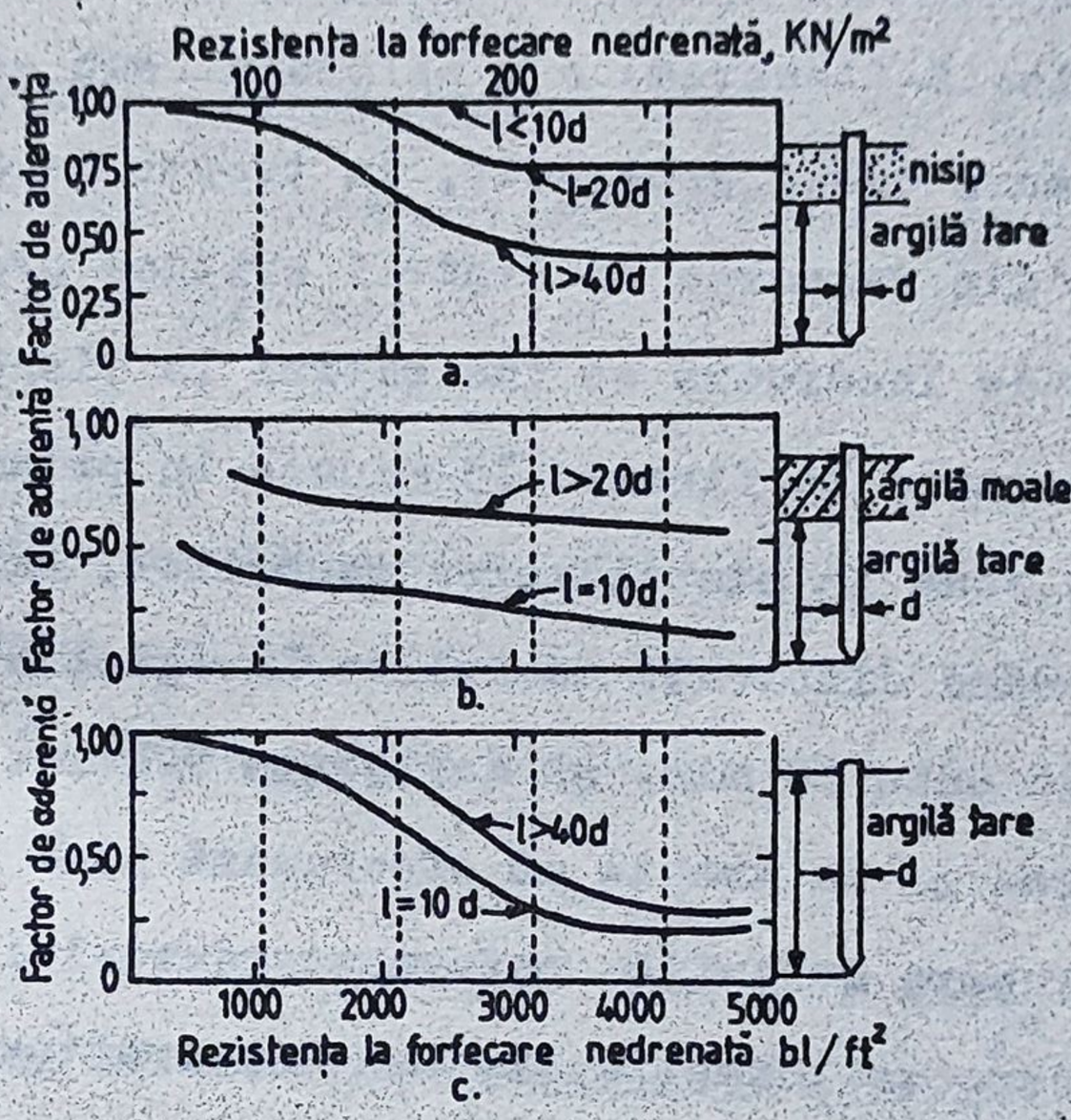


Fig. 3.17. - Factori de aderenţă (după Tomlinson).

O problemă specială o reprezintă frecarea pe manta în cazul piloţilor turnaţi în loc, atunci când este folosit noroiul de foraj. Din încercările de laborator făcute de Farmer-Buckley şi Sliwinski (1971) a rezultat că frecarea pe manta pentru nisipuri nu diferă cu mai mult de 10% din frecavrea de manta pentru aceleaşi nisipuri după folosirea noroiului de foraj. In practică s-a observat că pentru piloţi realizaţi în teren, printr-un procedeu de turnare la care s-a folosit bentonită, s-a obţinut un transfer de încărcare într-un procent foarte ridicat.

3.2.1.3. Calculul capacităţii portante pentru piloţi izolaţi

a. INCARCARI STATICE DE PROBA

Prin încărcarea statică la compresiune se stabileşte deplasarea verticală (tasarea) s a piletului sub acţiunea unor forţe verticale care cresc progresiv, în trepte de câte 50-500 kN sau 1/15 ... 1/10 din valoarea încărcării critice prezumate. Pentru fiecare treaptă de încărcare se fac citiri la dispozitivele de măsură (microcomparatoare) la fiecare 15 minute în prima oră, apoi la fiecare 30 min., până la stabilizarea tasărilor, care se consideră atinsă atunci când diferenţa tasărilor înregistrate la 4 intervale consecutive de câte 30 min. nu depăşeşte 0.1 mm.

Incărcarea în trepte se efectuează până la atingerea încărcării de rupere definită conform standardului românesc, ca încărcarea la care se îndeplineşte una din următoarele condiţii:

- tasarea medie depăşeşte 1/10 din diametrul sau latura piletului;

- în decurs de 24 ore de la aplicarea treptei de încărcare nu se îndeplineşte condiţia de stabilizare. Incărcarea critică p_{cr} a piletului este treapta de încărcare premergătoare încărcării de rupere.

La piloţi de mare capacitate portantă, atunci când nu este pisibilă atingerea încărcării de rupere, încărcarea poate fi oprită la o încărcare egală cu cel puţin de 1,5 - 2 ori sarcina de serviciu prevăzută în proiect.

După atingerea încărcării maxime, pilotul se descarcă în trepte egale cu câte două trepte de încărcare, făcându-se cel puţin 4 măsurători de tasare la câte 15 min. pentru fiecare treaptă de descărcare.

Rezultatele măsurătorilor se reprezintă grafic prin corelaţiile:

- variaţia tasării stabilizate s cu încărcarea p;
- variaţia tasării pilotului s în funcţie de timpul t;
- variaţia încărcării p în raport cu timpul t.

Capacitatea portantă a unui pilot solicitat la compresiune se determină cu relaţia:

$$r = k \cdot m \cdot p_{cr}$$

în care k este un coeficient de omogenitate egal cu 0.7, iar m este coeficientul condiţiilor de lucru care pentru piloţi bătuţi este egală cu 1, iar p_{cr} este încărcare critică a pilotului, definită mai înainte.

b. TESTE DE PENETRARE STATICA

O astfel de încercare reprezintă reproducerea prin modelare a introducerii unui pilot în teren şi se execută cu ajutorul unui penetrometru static.

Cel mai răspândit penetrometru static este dispozitivul "cu con olandez". Acest con are unghiul la vârf de 60^0 şi diametrul bazei de 35,6 mm, aşa fel încât aria bazei să fie de 10 cm^2. Conul este solidarizat cu o tijă metalică ce poate fi prelungită prin înşurubare, iar în jurul tijei culiseazâ o ţeavă metalică, denumită manta. Conul poate fi înfipt în teren cu ajutorul unui dispozitiv hidraulic, independent de manta. Încărcarea se face înfigând alternativ conul şi mantaua pe adâncimi determinate (de ordinul a 10 - 20 cm) şi măsurând, de fiecare dată rezistenţa la penetrare a conului Rp şi forţa de frecare laterală Fl, necesară pentru înfigerea mantalei. Valorile Rp şi Fl se reprezintă grafic în funcţie de adâncimea de pătrundere.

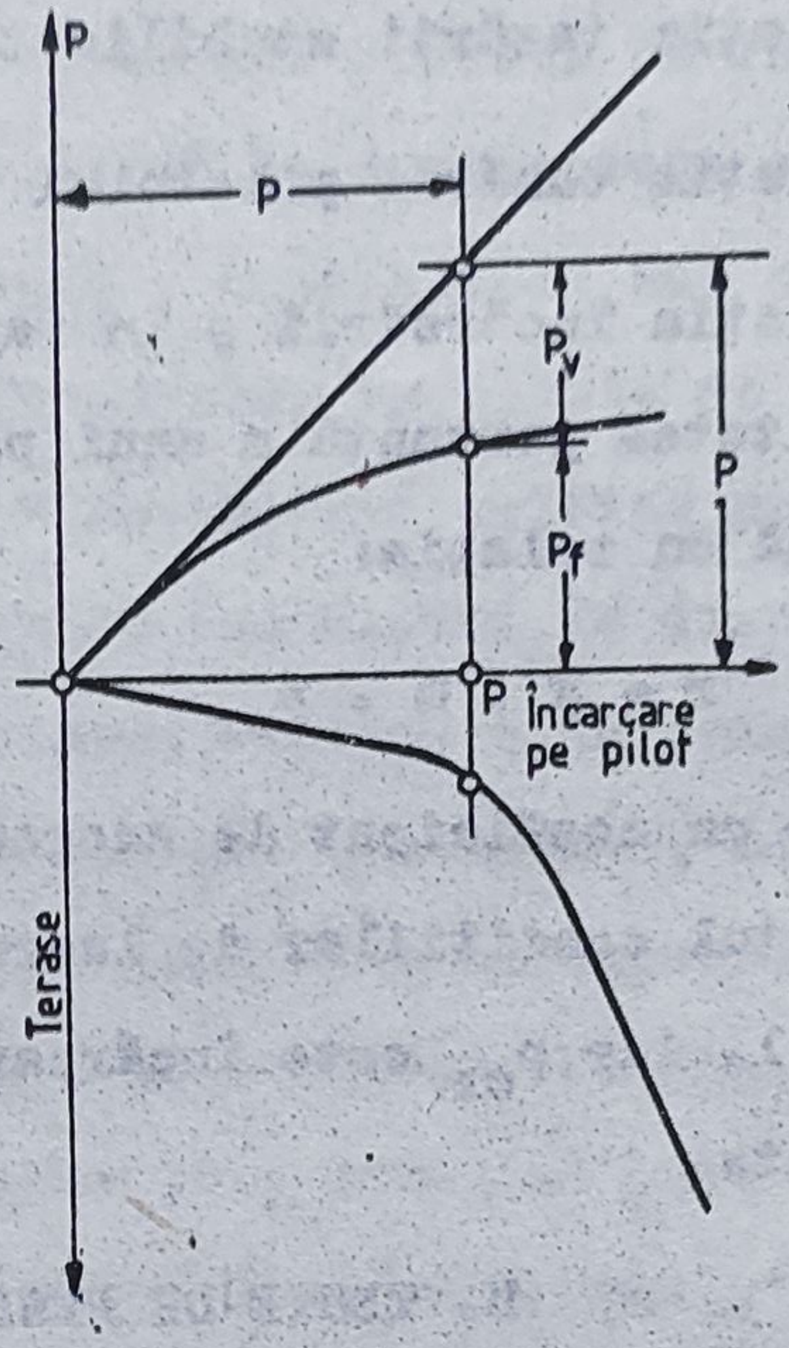


Fig. 3.18. - Eforturi preluate de un pilot.

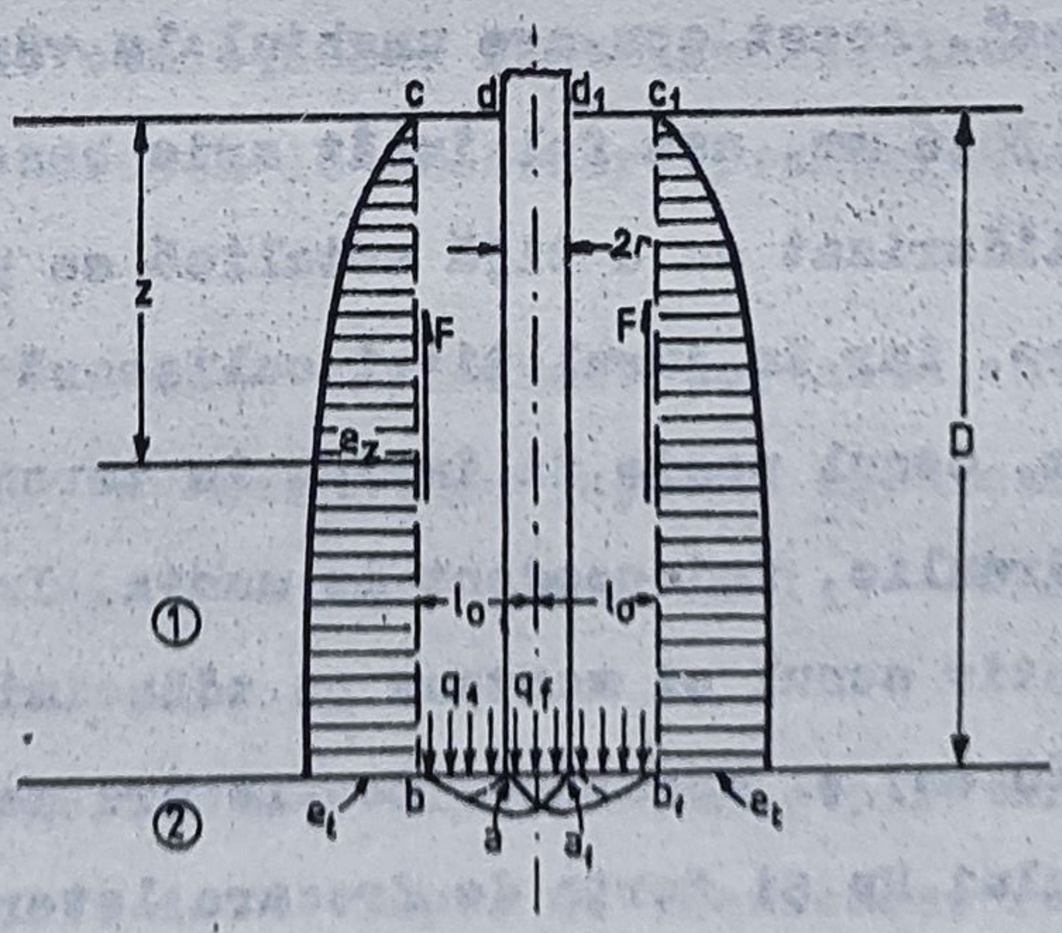


Fig. 3.19. - Ipoteze în teoria Beresantsev.

Prin interpretarea rezultatelor penetrării se pot stabili caracteristicile mecanice ale straterlor de rocă străbătute.

Incărcarea critică p_{cr} pe piloţii prefabricaţi introduşi prin batere poate fi stabilită, pe baza încercărilor de penetrare statică, folosind relaţia:

$$p_{cr} = \left[(Rp/2) \cdot A\right] + Fl(U/up)$$

în care Rp este rezistenţa pe conul penetrometrului, A este aria transversală a pilotului, Fl este forţa totală de frecare laterală pe mantaua penetrometrului introdus până la cota vârfului pilotului, iar U şi up sunt perimetrele secţiunii transversale a pilotului şi respectiv a mantalei penetrometrului.

Valoarea p_{cr} poate servi la calculul capacităţii portante a pilotului solicitat la compresiune.

c. ESTIMAREA PRIN CALCUL A CAPACITATII PORTANTE

In continuare sunt redate câteva metode de calcul a capacităţii portante pentru un pilot vertical aflat sub o încercare verticală.

Beresantsev (1952, 1961) presupune că suprafeţele de cedare apar numai sub vârful pilotului. In jurul pilotului se dezvoltă o zonă compactată (Fig. 3.19), a cărei efect este redus de forţele de frecare ce acţionează pe suprafaţa ei cilindrică. Efortul litostatic orizontal, la adâncimea z, se calculează conform teoriei Beresantsev cu relaţia:

$$\sigma_h = \frac{tg(45^0 - \varphi_1/2)}{\lambda - 1}\left\{1 - \left[\frac{1}{1 + \frac{z}{l_0}tg(45 - \varphi_{1/2})}\right]^{\lambda - 1}\right\}\gamma_1 l_0$$

unde φ_1 şi γ_1 sunt unghiul de frecare interioară şi respectiv greutatea volumică a rocii din jurul pilotului şi:

$$\lambda = 2 \operatorname{tg} \varphi_1$$

Suprafeţele de cedare de sub vârful pilotului sunt considerate conform teoriei Prandtl-Caquot şi în consecinţă:

$$l_o = r\left\{1 + \frac{\sqrt{2}\exp\left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}\right)\operatorname{tg}\left(\frac{\varphi_2}{2}\right)}{\sin\left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}\right)}\right\}$$

unde φ_2 este unghiul de frecare interioară pentru roca de sub vârful pilotului.

Incărcarea verticală ce acţionează în planul vârfului pilotului se obţine scăzând suma forţelor de rezistenţă prin frecare $\nabla_z \operatorname{tg} \varphi_1$ din greutatea volumului rocii cb - c'b' şi împărţind-o la suprafaţa bazei cilindrului. Rezultatul se poate scrie sub forma:

$$p_t = \alpha_t \, l \, \gamma_1$$

Coeficientul α_t este funcţie de raportul l/d şi de unghiul de frecare interioară, valorile numerice sunt redate în tabelul 3.4.

Tabelul 3.4.

VALORI NUMERICE ALE COEFICIENTULUI α_t

l/d	φ° 26°	30°	34°	37°	40°
5	0.75	0.77	0.81	0.83	0.85
10	0.62	0.67	0.73	0.76	0.79
15	0.55	0.61	0.68	0.73	0.77
20	0.49	0.57	0.65	0.71	0.75
25	0.44	0.53	0.63	0.70	0.74

Incărcarea care duce la tipul de cedare redat în Fig. 3.19 este dată de relaţia:

$$p_f = 2 A \gamma_2 + B \alpha_t \gamma_1 D$$

Constantele pot fi deduse din Fig. 3.20. Rezistenţa pe vârful pilotului este dată de relaţia:

$$p_v = \frac{d^2 \pi}{4} p_f$$

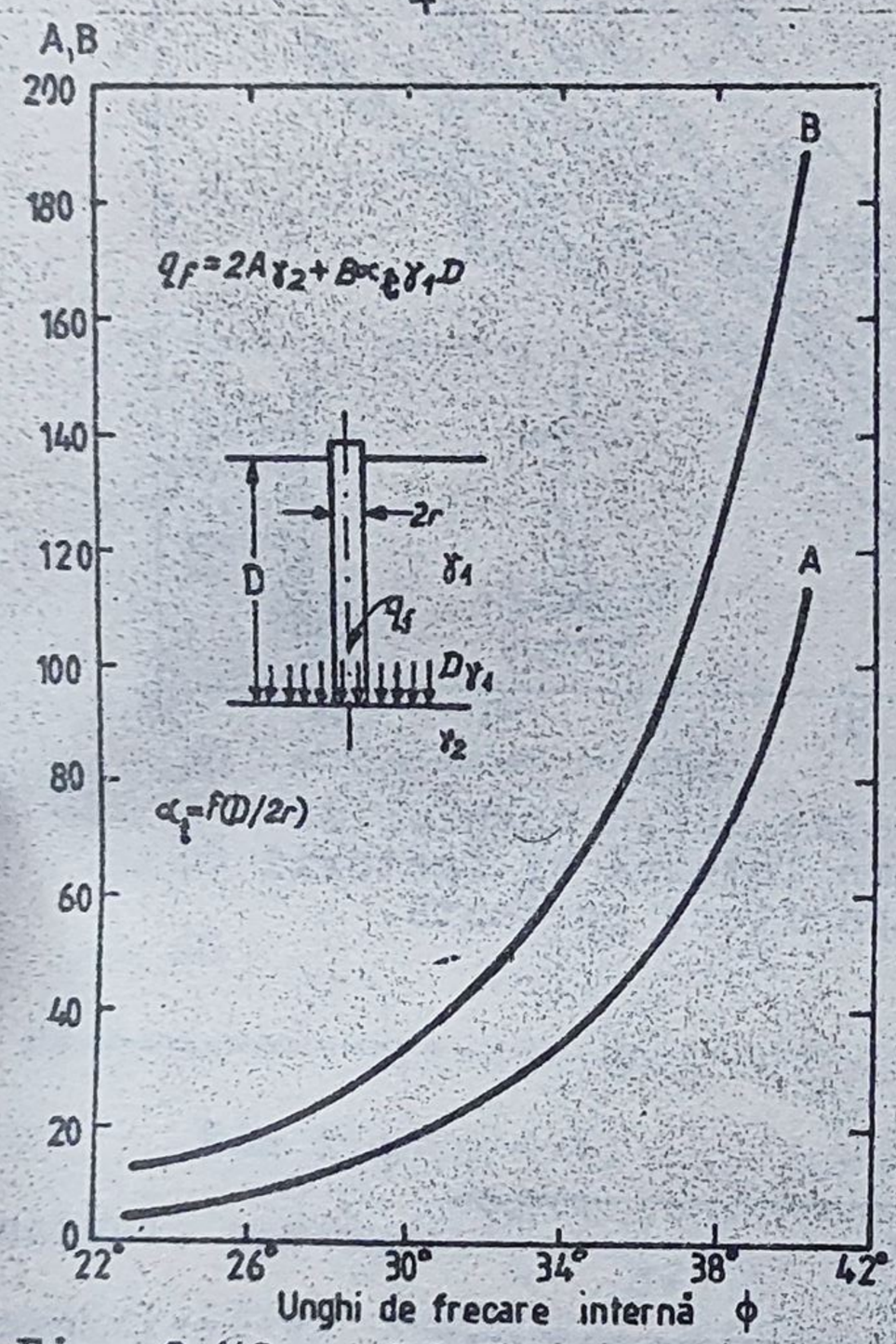


Fig. 3.20. - Diagramele parametrilor A şi B în ipoteza de cedare Beresantsev.

Acceptând modul de cedare descris , de obicei nu se ia în considerare o frecare pe manta. Norlund (1963) sugerează adăugarea unui termen ce exprimă valoare limită pentru frecarea pe manta, relaţia finală având forma:

$$P = P_v + \sum_{i=1}^{n} C \cdot k \cdot l_i \cdot \gamma_i \cdot tg \varphi_i \cdot \Delta l_i$$

unde k este coeficientul presiunii laterale, C - circumferinţa pilotului şi Δl_i - lungimea parcursă în stratul i.

Prin ipoteza Beresantsev este luată în considerare numai una din posibilităţile de cedare a terenului, ele fiind în realitate diverse. Fig. 3.21. este o sinteză a celor mai bine cunoscute teorii, ea redă modul în care cedează terenul şi factorii de capacitate portantă corespunzători.

Forma generală, adaptabilă la diverse ipoteze de calcul este următoarea:

$$p = c N_c \zeta_c + \gamma_g N_q \zeta_q$$

unde γ_g este efortul litostatic efectiv la baza pilotului; N_c şi

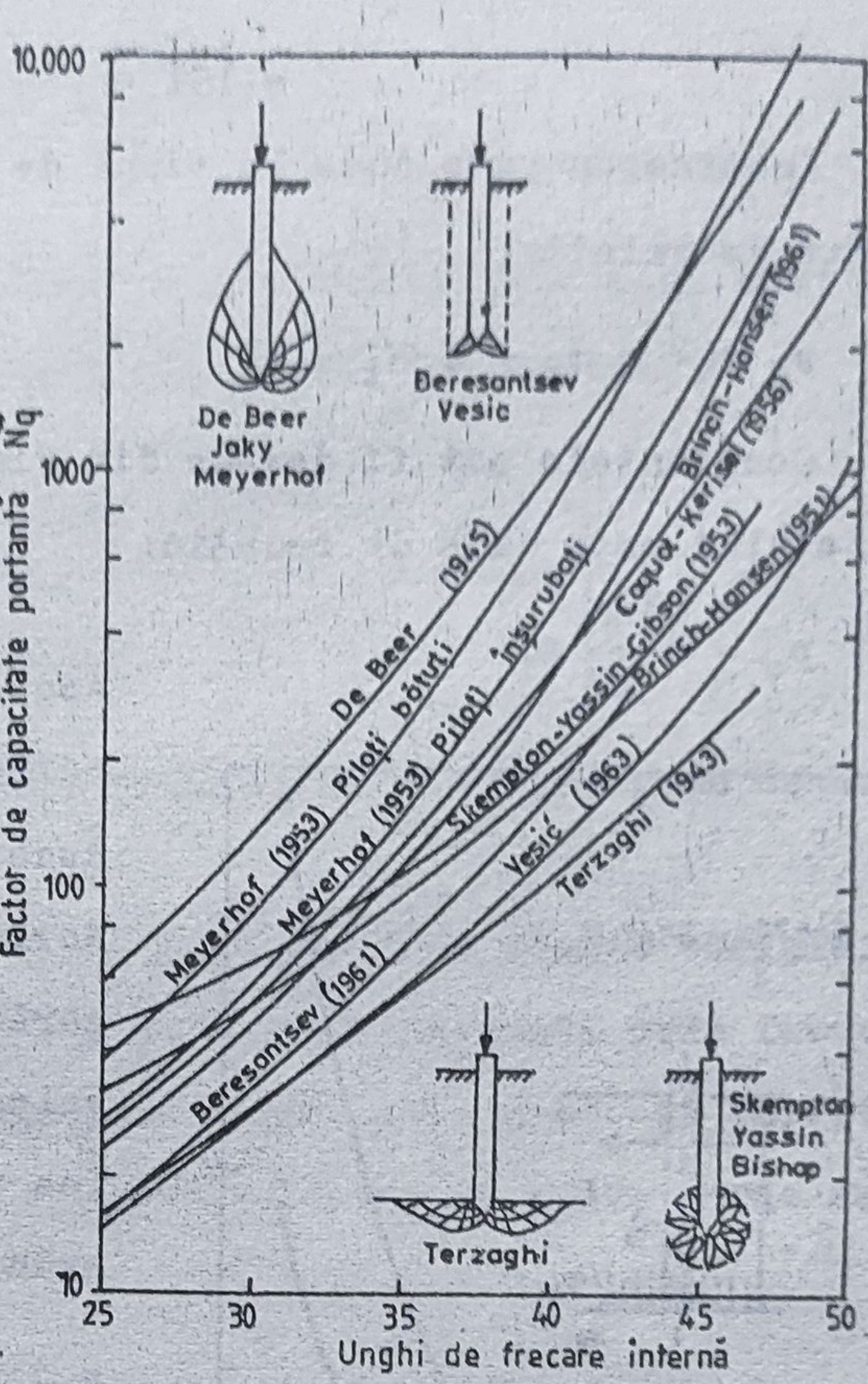


Fig. 3.21. - Corelaţie între unghiul de frecare internă şi factorii de capacitate portantă.

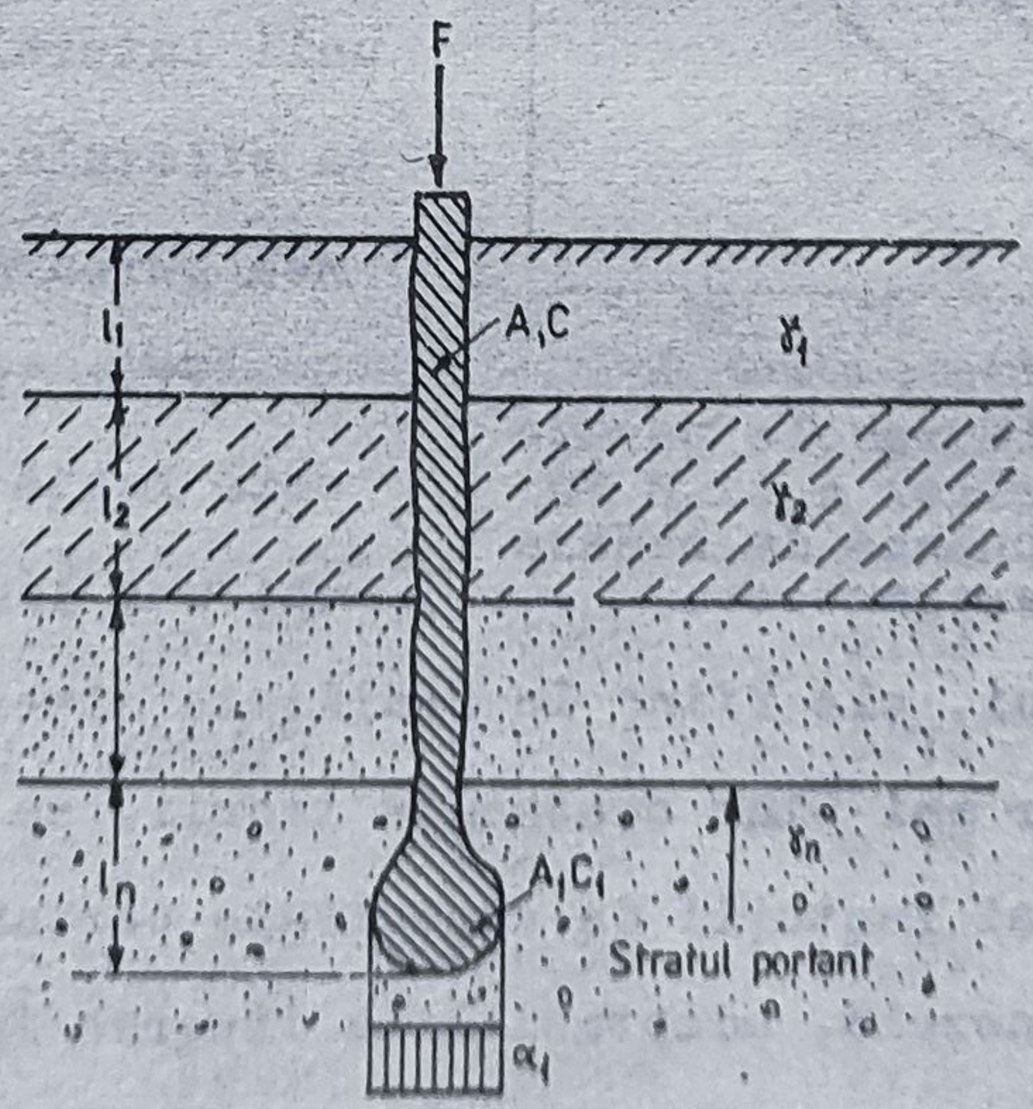


Fig. 3.22. - Semnificaţia unor notaţii folosite în relaţia generală.

N_q sunt factorii de capacitate portantă adimensionali specifici unei fundaţii înguste; ζ_c şi ζ_q sunt factori de formă. Aceştia din urmă sunt redaţi în tabelul 3.5. Următoarele relaţii de legătură sunt necesare:

$$N_c = (N_q - 1)\ \mathrm{ctg}\ \phi$$

$$\zeta_c = \frac{\zeta_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

Tabelul 3.5.

FACTORI DE FORMA

ϕ°	ζ_c	ζ_q
22	1.20	0.80
25	1.21	0.79
30	1.24	0.76
35	1.32	0.68
40	1.68	0.32

Din figura 3.21. se poate deduce valoarea factorului de capacitate portantă $N_q^* = N_q \zeta_q$. Se observă existenţa unor diferenţe semnificative între valorile N_q propuse.

O relaţie semiempirică, cu valoare practică certă este redată în continuare.

Pentru o rocă granulară, relaţia este redată în continuare (Fig. 3.22.). Rezistenţa pe vârf:

$$P_v = A_1 \sigma_1 = A_1 \cdot \lambda \cdot N_q \cdot \sum_{i=1}^{n} l_i \cdot \gamma_i$$

unde A_1, l_i, γ_i au semnificaţia din figura 3.22, iar pentru nisip îndesat $\lambda = 1$ şi pentru nisip afânat $\lambda = 0$. Frecarea pe manta:

$$P_m = C \cdot 1 \cdot 0{,}5\ \lambda \sum_{i=1}^{n} l_i\ \gamma_i\ tg\ \varphi_i$$

unde, C este circumferinţa pilotului, iar φ este unghiul de frictiune dintre rocă şi pilot (de aderenţă).

Pentru roci coezive se aplică relaţia redată în continuare.

Rezistenţa pe vârf:

$$P_v = A_1 \sigma_1 = A_1 \left(\lambda N_q \sum_{i=1}^{n} l_i\ \gamma_i + N_c\ c \right)$$

unde,

$$N_c = (N_q - 1)\ ctg\ \varnothing$$

Frecarea pe manta:

$$p_m = C \cdot l \cdot a$$

unde a este aderenţă şi valoarea ei numerică se poate lua din tabelul sau din graficul Tomlinson (Tabelul 3.3.; Fig. 3.12).

In continuare, redăm încă două ipoteze de calcul pentru capacitatea portantă.

Caquot şi Kérisel (1956) indică următoarea rezistenţă pe vârf pentru roci coezive şi necoezive:

$$p_v = c \cdot N_c + h \cdot \delta \cdot N_q$$

N_c şi N_q sunt în funcţie de unghiul de frecare interioară şi sunt redaţi în tabelul 3.6.

Tabelul 3.6.

FACTORI DE CAPACITATE PORTANTA
(După Caquot şi Kérisel, 1956)

$\varnothing^o$	N_c	Max N_q	Min N_q	N_m
0	7.00	1.00	1.00	
5°	9.66	1.84	1.50	
10°	13.82	3.44	2.50	0.186
15°		6.22	4.00	0.364

φ^0	N_c	Max N_q	Min N_q	N_m
20^0		12.78	6.67	0.641
25^0		26.16	11.41	1.100
30^0		56.95	20.37	1.88
35^0		134.5	38.5	3.27
40^0		355.5	78.6	5.90
45^0		109.6	17.8	11.4

Rezistenţa unitară pe manta în argilă cu $\varphi = 0$ este :

$$\tau_m = c \frac{100\ c^2}{100 + 7\ c^2}$$

unde c este coeziunea în Mp/mp (megapond/mp). Pentru $\varphi > 0$, următorul termen reprezintă frecarea unitară pe manta:

$$\tau_m' = c(1 + \sin \varphi)\ e^{(\frac{\pi}{2} + \varphi) tg\ \varphi}$$

valoarea raportului τ_m/c este redată în tabelul 3.7. Valoarea totală pentru frecarea laterală rezultă înmulţind suma $\tau_m + \tau_m'$ cu suprafaţa mantalei.

Tabelul 3.7.

φ^0	τ_{max}/c
10^0	1.60
15^0	2.06
20^0	2.70
25^0	3.62
30^0	5.01
35^0	7.27
40^0	10.30

In nisip, fircţiunea pe manta duce la adăugarea unui termen suplimentar p_m dat de relaţia:

$$p_m = \gamma \frac{h^2}{d} N_m$$

N_m este redat în tabelul 3.6.

Meyerhof (1956) indică următoarea relaţie pentru rezistenţa pe vârf:

$$P_v = A\ P_{max}$$

$$P_{max} = c\ N_c + \gamma \cdot l \cdot N_q$$

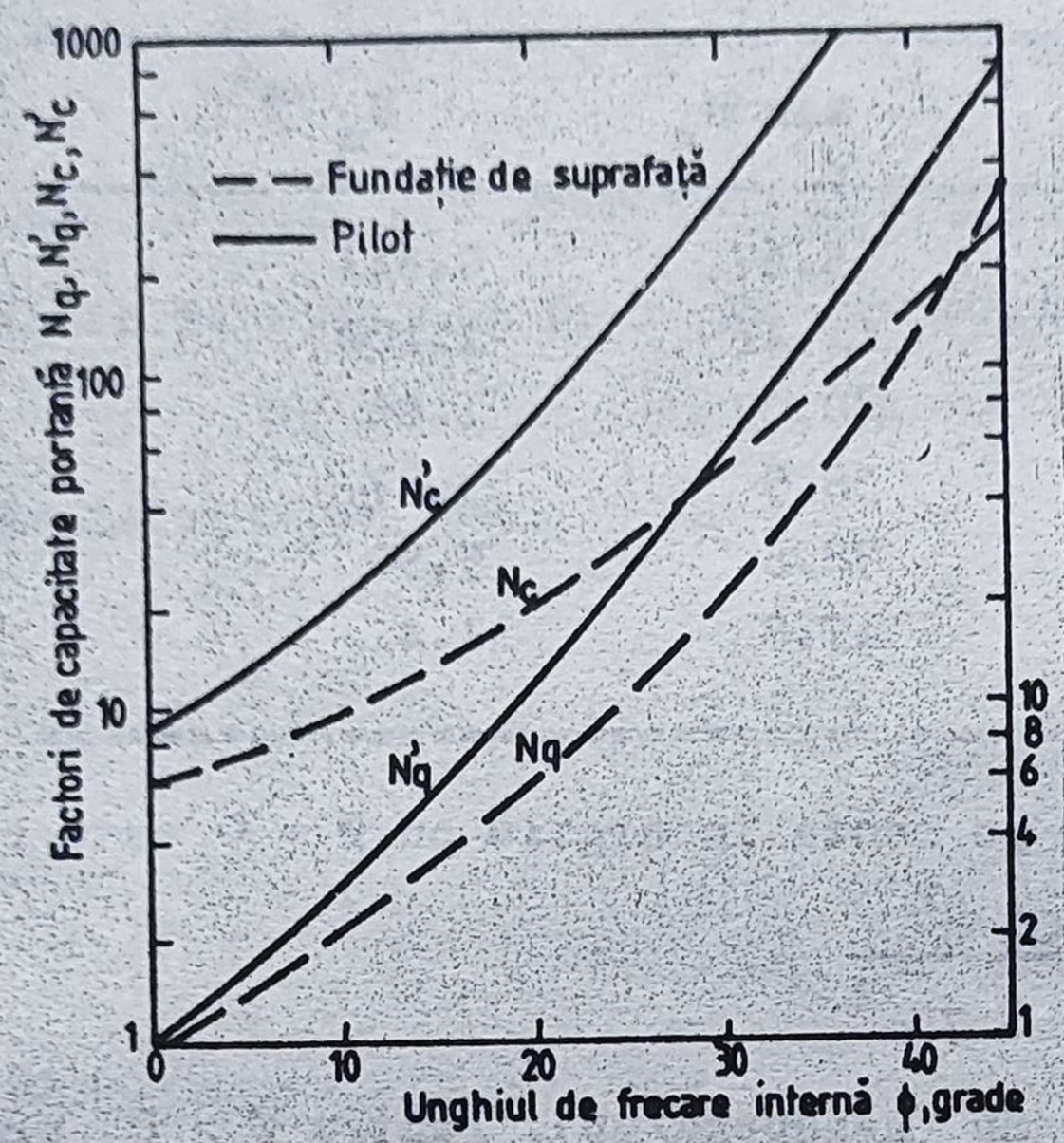


Fig. 3.23. - Factori de capacitate portantă în ipoteza Meyerhof.

unde N_c şi N_q pot fi citiţi din figura 3.23. Pentru comparaţie sunt daţi şi factorii de capacitate portantă corespunzători unei fundaţii de suprafaţă. Frecarea pe manta este:

$$p_m = C \cdot l \cdot f$$

$$f = a + \frac{k \cdot l \cdot \gamma}{2} \operatorname{tg} \varphi$$

unde a este aderenţa rocă-pilot; φ - este unghiul de fricţiune rocă-pilot şi k este coeficientul presiunii laterale în stare pasivă de eforturi.

Metoda Luga (1965), a făcut parte din standardul fostei Uniuni Sovietice şi are forma:

$$p_{max} = n\, m \left(C \sum_{i=1}^{n} \alpha_i f_i l_i + A \sigma_f \right)$$

unde:

n - coeficient ce ţine seama de variaţia caracteristicilor fizice, în mod uzual, n = 0,7;

m=1 - pentru clădiri, pentru poduri sau structuri hidraulice valoarea acestuia este conformă tabelului 3.8.

C - circumferinţa pilotului;

α - factor de siguranţă dependent de tipul instalaţiei (vezi tabelul 3.9);

f - fricţiune specifică pe manta (Mp/mp) (vezi tabelul 3.10);

l_i - grosimea stratului i;

A - suprafaţa secţiunii pilotului;

f - valoarea rezistenţei specifice pe vârf (vezi tabelul 3.11).

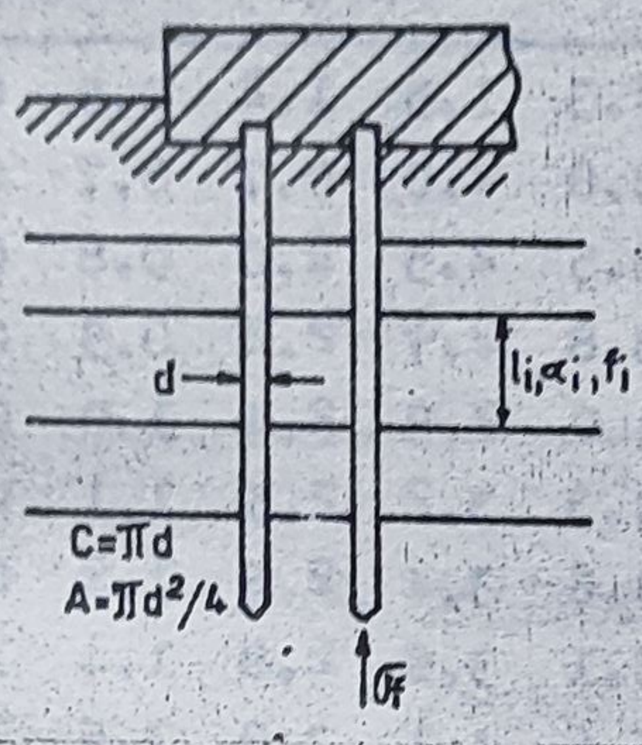


Fig. 3.24. - Date în ipoteza de calcul Luga.

Dacă pilotul are o bază lărgită, ∇_f trebuie multiplicat cu factorii daţi în tabelul 3.12.

Standardul sovietic a cuprins şi formule simple de apreciere a capacităţii portante, în condiţiile obişnuite: în nisip şi pietriş.

Pf = 10F; în roci amestecate

Pf = 6F; în argile plastice

Pf = 3F, unde F este suprafaţa mantalei (F = CD) în mp, şi Pf este presiunea la cedare în tone.

Tabelul 3.8.

VALORILE COEFICIENTULUI m

Structura	Nr. de piloţi			
	1 - 5	6 - 10	11 - 20	31
piloţi adânci	0.80	0.85	0.90	1.00
piloţi scurţi	0.85	0.90	1.00	1.00

Tabelul 3.9.

VALORILE COEFICIENTULUI α

Tipul pilotului	P. for.	Piloţi vibr.			
		N	Sr	S	A
P. comp	1	1.1	0.9	0.7	0.6
P. inel.	0.9	1.0	0.9	0.7	0.6

N - nisip; Sr - silt rugos; A - argilă

Tabelul 3.10.

VALORI MAXIME ALE FRICTIUNII PE MANTA, t/mp

Adâncime medie pt. strat - m	Nisip, Nisip fin mediu, fin grosier	Nisip fin stâncă	Indicele Ic pt. A și AP 0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	p.înșurubați și forați
1	3.5	2.3 1.5	3.5	2.3	1.5	1.2	0.5	0.2	0.8
2	4.2	3.0 2.0	4.2	3.0	2.0	0.7	0.7	0.3	1.1
3	4.8	3.5 2.5	4.8	3.5	2.5	2.0	0.8	0.4	1.3
4	5.3	3.8 2.7	5.3	3.8	2.7	2.2	0.9	0.5	1.4
5	5.6	4.0 2.9	5.6	4.0	2.9	2.4	1.0	0.6	1.5
7	6.0	4.3 3.2	6.0	4.3	3.2	2.5	1.1	0.7	1.6
10	6.5	4.6 3.4	6.5	4.6	3.4	2.6	1.2	0,8	1.7
15	7.2	5.1 3.8	7.2	5.1	3.8	2.8	1.4	1.0	1.8
20	7.9	5.6 4.1	7.9	5.6	4.1	3.0	1.6	1.2	2.0
25	8.6	6.1 4.4	8.6	6.1	4.4	3.2	1.8	-	2.2
30	9.3	6.6 4.7	9.3	6.6	4.7	3.4	2.0	-	2.4
35	10.0	7.0 5.0	10.0	7.1	5.0	3.6	2.2	-	2.6

Tabelul 3.11

VALORI ALE REZISTENTEI PE VARFUL PILOTULUI, t/mp

Adân. vârf pilot - m	Roci gran. Pietr. NG - NM / Roci coez. Ic 1.0	0.9	0.8	0.7	NF 0.6	PG 0.5
4	820	530	380	280	180	120
5	880	560	400	300	190	130
7	950	600	430	320	210	140
10	1050	680	490	350	240	150
15	1170	750	560	400	380	160
20	1250	820	620	450	310	170
25	1340	880	680	500	340	180
30	1420	940	740	550	370	190
35	1500	1000	800	600	400	200

Unde: NG - nisip grosier; NM - nisip mediu; NF - nisip fin;
PG - praf grosier.

Tabelul 3.12.

COEFICIENTI DE REDUCERE PT. PILOTI CU BAZA LARGITA

Raportul diametrelor bază-pilot	Roca de sub vârful pilotului			
	Nisip	Praf grosier	Argilă în pantă Ic<0.5	Argilă Ic<0.5
1.0	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.95	0.85	0.75	0.70
2.0	0.90	0.80	0.65	0.50
2.5	0.85	0.75	0.50	0.40
3.0	0.80	0.60	0.40	0.30

3.2.2. Estimarea adâncimii de penetrare

Pentru calculul penetrării picioarelor prin poansonare se utilizează formulele de capacitate portantă a terenului (presiunea critică la limita de capacitate portantă a terenului).

Din punct de vedere al poansonării fundaţia se va deplasa până în momentul în care forţa transmisă de suprastructură egalează capacitatea portantă a terenului. Principala problemă care apare este aprecierea variaţiei capacităţii portante cu adâncimea, pentru prognozarea adâncimii la care poansonarea va înceta.

Capacitatea portantă creşte cu adâncimea. Pentru a se face calculul trebuiesc luaţi în considerare următorii factori: sarcina geologică corespunde efortului efectiv, rocile nisipoase sunt inundate, iar rocile argiloase saturate. Caracteristicile fizico-mecanice trebuiesc deduse în laboratorul geotehnic pe probe reconstituite - păstrate până la stabilizare sub eforturi echivalente solicitărilor litostatice verticale şi orizontale corespunzătoare adâncimii de prelevare a probei, şi în eforturi efective. De asemenea, trebuiesc cunoscute dimensiunile picioarelor platformelor şi sarcina transmisă de acestea la teren.

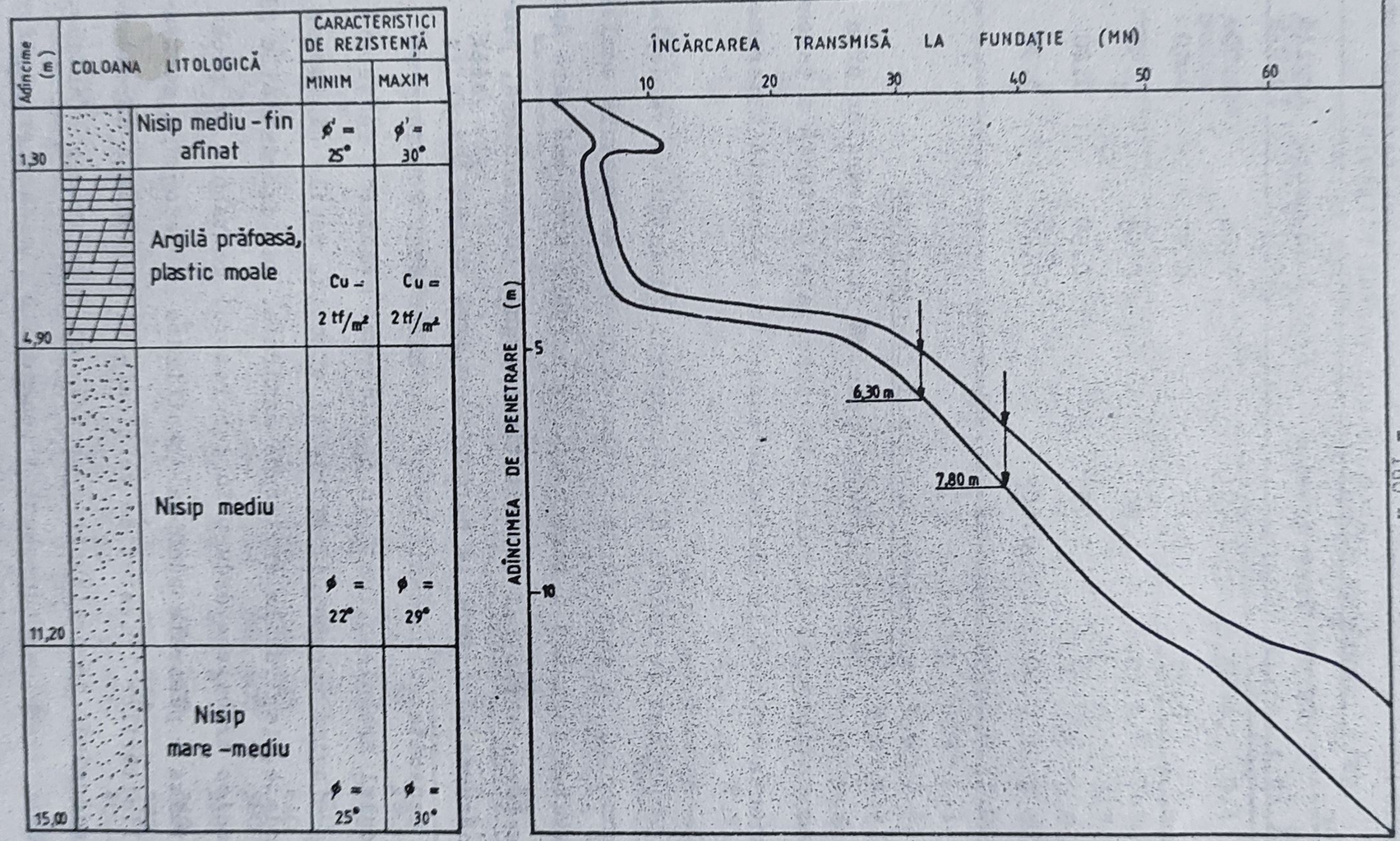


Fig. 3.25. Calculul adâncimii de penetrare la fundația unei platforme marine mobile.

Pe selful Mării Negre se lucrează cu platforme de tip "Gloria" şi "Orizont". O platformă de tip Gloria transmite 44 MN pe un picior cu suprafaţa de 19,50 mp şi formă de trunghi echilateral, iar picioarele platformei Orizont au o suprafaţă circulară la bază, suprafaţă care la contactul cu roca este de 113 mp.

Solicitarea terenului începe prin rupere, de la interfaţa apă-rocă sub o fundaţie cu un diametru echivalent de aproximativ 5 m (minim). Prin definiţie, un pilot este o fundaţie pentru care raportul D/d-fise supra diametru, este mai mare decât 10 (piloţi coloană).

Beresantev limitează acest raport la 5. In consecinţă, calculul capacităţii portante începe prin metode specifice fundaţiilor de suprafaţă.

La interfaţa sediment-apă se poate aprecia capacitatea portantă ca fiind jumătate din presiunea convenţională corespunzătoare pentru 2 m adâncime în funcţie de granulometrie şi densitate relativă la nisipuri şi granulometrie, plasticitate şi indicele porilor la argile. Presiunea convenţională fiind o presiune admisibilă, pentru a obţine presiunea critică folosim un coeficient de multiplicare corespunzător.

Pentru adâncimi suficient de mari, pentru ca fundaţiile să lucreze ca piloţi, se folosesc relaţiile corespunzătoare, prezentate la începutul acestui capitol.

Rezultatul unui asemenea calcul este graficul din figura 3.25., grafic pe care se poate citi adâncimea probabilă de penetrare a picioarelor platformei marine mobile.

De un real folos în aprecierea adâncimii de poansonare îl au testele de penetrare standard făcute în situ. Schema de principiu, a unei abace care determină capacitatea portantă, pornind de

la numărul de lovituri necesare avansării penetrometrului standard este redat în figura 3.26.

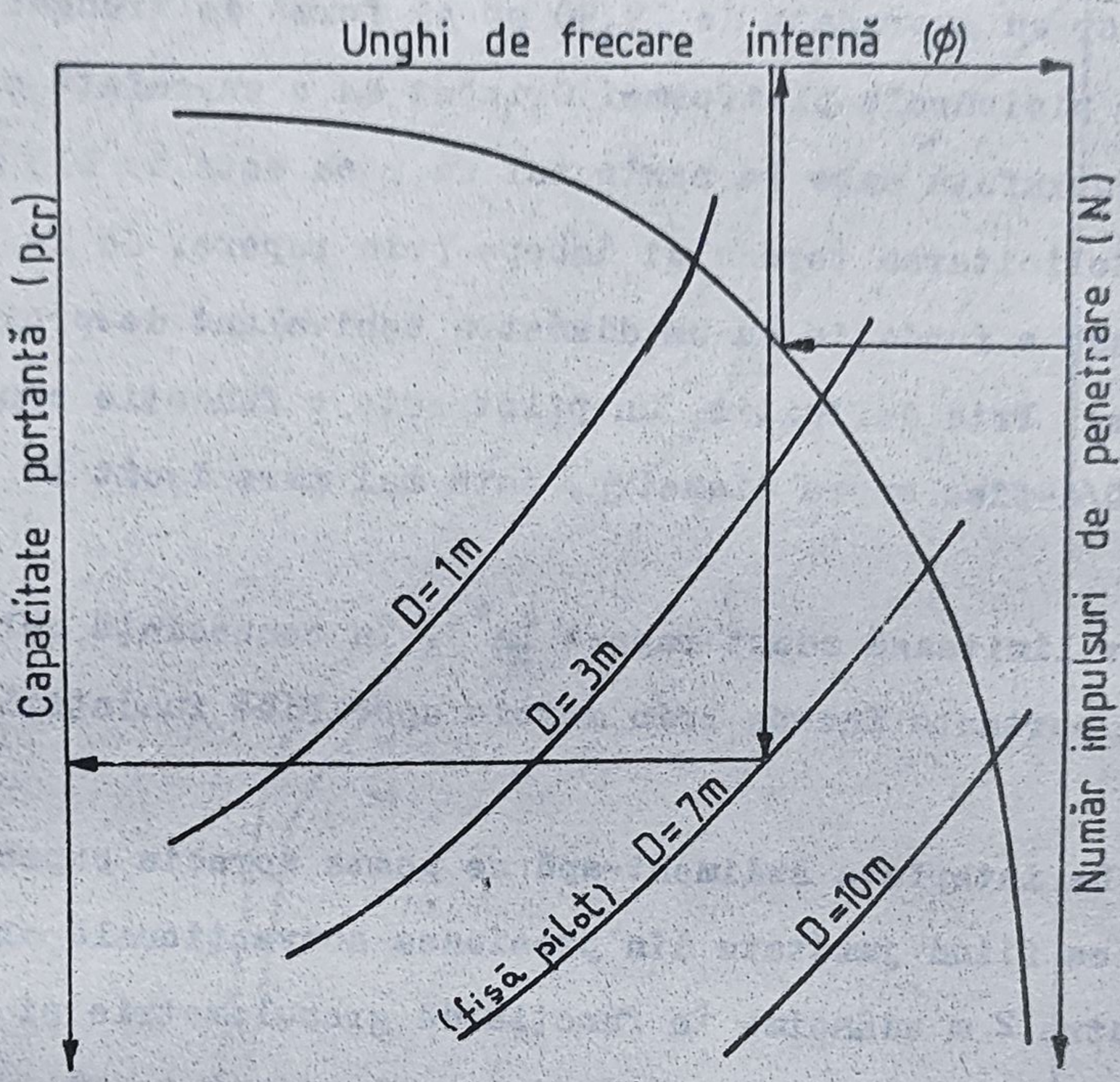


Fig. 3.26. Schemă de principiu privind determinarea capacităţii portante prin intermediul testelor de penetrare standard.

B I B L I O G R A F I E

ANDREI S., ANTONESCU I. (1980) - Geotehnică şi Fundaţii, vol. II, Institutul de Construcţii Bucureşti.

FLOREA N.M. (1983) - Mecanica rocilor. Editura tehnică, Bucureşti.

MANOLIU I. (1983) - Fundaţii şi procese de fundare, Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti.

PAUNESCU M., POP V., SILION T. (1983) - Geotehnică şi fundaţii. Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti.

WINTERKORN H.F., HASAI-YANG FANG (1975) - Foundation engineering handbook, Van Nostrand Reinhold Company, New York.

ZAMFIRESCU F., COSMA R., DINU C., MATEI L., MARUNTEANU C. (1980) - Stabilirea unor noi metodologii de investigare a terenului de fundare pentru platformele de foraj marin. Raport, Biroul de Expertiză şi Consulting, Universitatea din Bucureşti.

A N E X A

RELATII DE TRANSFORMARE INTRE UNITATI DE MASURA

LUNGIMI

km	m	mm	mile	yard	ft	in	10^{-3}in
1	1000	10^{6}	0.6214	1094	3281	3.937×10^{4}	3.937×10^{7}
10^{-3}	1	1000	6.214×10^{-4}	1.0936	3281	39.370	3.937×10^{4}
10^{-6}	10^{-3}	1	6.214×10^{-7}	1.094×10^{-3}	3.281×10^{-3}	3.937×10^{-2}	39.37
1.6094	1609.4	1.609×10^{6}	1	1760	5280	63360	6.336×10^{7}
9.144×10^{-4}	0.9144	914.41	5.682×10^{-4}	1	3	36	36000
3.048×10^{-4}	0.3048	304.8	1.894×10^{-4}	0.3333	1	12	12000
2.54×10^{-5}	0.0254	25.4	1.578×10^{-5}	2.778×10^{-2}	8.333×10^{-2}	1	1000
2.54×10^{-8}	2.54×10^{-5}	0.0254	1.578×10^{-8}	2.778×10^{-5}	8.333×10^{-5}	10^{-3}	1

MILE STANDARD IN MILE TERESTRE SI MILE NAUTICE

Standard	Nautice	Kilometrii	Standard	Nautice	Kilometrii
1/4	0.22	0.40	9	7.82	14.48
1/2	0.43	0.80	10	8.68	16.10
3/4	0.65	1.21	20	17.36	32.20
1	0.87	1.61	30	26.05	48.30
2	1.74	3.22	40	34.74	64.35
3	2.61	4.84	50	43.42	80.45
4	3.48	6.45	60	52.10	96.55
5	4.35	8.05	70	61.00	113.00
6	5.22	9.65	80	69.60	129.00
7	6.08	11.27	90	78.16	145.00
8	6.96	12.90	100	87.00	161.00

FATHOMI IN PICIOARE SI IN METRII

Fathomi	Picioare	Metrii	Fathomi	Picioare	Metrii
1/4	1.5	0.5	6 şi 1/2	39.0	11.9
1/2	3.0	0.9	6 şi 3/4	40.5	12.3
3/4	4.5	1.4	7	42.0	12.8
1	6.0	1.8	8	48.0	14.6
1 şi 1/4	7.5	2.3	9	54.0	16.5
1 şi 1/2	9.0	2.7	10	60.0	18.3
1 şi 3/4	10.5	3.2	11	66.0	20.1
2	12.0	3.7	12	72.0	21.9
2 şi 1/4	13.5	4.1	13	78.0	23.8
2 şi 1/2	15.0	4.6	14	84.0	25.6
2 şi 3/4	16.5	5.0	15	90.0	27.4
3	18.0	5.5	16	96.0	29.3
3 şi 1/4	19.5	5.9	17	102.0	31.1
3 şi 1/2	21.0	6.4	18	108.0	32.9
3 şi 3/4	22.5	6.9	19	114.0	34.7
4	24.0	7.3	20	120.0	36.6
4 şi 1/4	25.5	7.8	30	180.0	54.9
4 şi 1/2	27.0	8.2	40	240.0	73.2
4 şi 3/4	28.5	8.7	50	300.0	91.4
5	30.0	9.1	60	360.0	109.7
5 şi 1/4	31.5	9.6	70	420.0	128.0
5 şi 1/2	33.0	10.1	80	480.0	146.3
5 şi 3/4	34.5	10.5	90	540.0	164.6
6	36.0	11.0	100	600.0	182.9
6 şi 1/4	37.5	11.4			

SUPRAFETE

km^2	m^2	cm^2	mm^2	sq.mile	acre	yd^2	ft^2	in^2
1	10^6	10^{10}	10^{12}	0.38612	247.11	1.196×10^6	1.076×10^7	1.550×10^9
10^{-6}	1	10^4	10^6	3.86×10^{-7}	2.471×10^{-4}	1.960	10.764	1.550
10^{-10}	10^{-4}	1	100	3.86×10^{-11}	2.471×10^{-8}	1.196×10^{-4}	1.076×10^{-3}	0.1550
10^{-12}	10^{-6}	10^{-2}	1	3.86×10^{-13}	2.47×10^{-10}	1.196×10^{-6}	1.076×10^{-5}	1.550×10^{-3}
2.590	2.59×10^6	2.59×10^{10}	2.59×10^{12}	1	639.96	3.097×10^6	2.788×10^7	4.01×10^9
4.047×10^{-3}	4047	4.047×10^7	4.047×10^9	1.563×10^{-3}	1	4840	43560	6.273×10^6
8.36×10^{-7}	0.8361	8361	8.36×10^5	3.228×10^{-7}	2.066×10^{-4}	1	9	1296
9.29×10^{-8}	9.29×10^{-2}	929.0	92900	3.587×10^{-8}	2.296×10^{-5}	0.1111	1	144
6.45×10^{-10}	6.45×10^{-4}	6.4516	645.16	2.491×10^{-10}	1.594×10^{-7}	7.716×10^{-4}	6.944×10^{-3}	1

VOLUME

m^3	litre	cm^3 ml	yd^3	ft^3	in^3	UK gallon	US gallon
1	10^3	10^6	1.3079	35.311	61013	219.97	264.17
10^{-3}	1	10^3	1.308×10^{-3}	3.531×10^{-2}	61.013	0.2200	0.2642
10^{-6}	10^{-3}	1	1.308×10^{-6}	3.531×10^{-5}	6.101×10^{-2}	2.199×10^{-4}	2.642×10^{-4}
0.7646	764.6	7.646×10^5	1	27	46650	168.19	201.99
2.832×10^{-2}	28.32	2.832×10^{-4}	3.704×10^{-2}	1	1728	6.229	7.481
1.639×10^{-5}	1.639×10^{-2}	16.387	2.144×10^{-5}	5.787×10^{-4}	1	3.605×10^{-3}	4.329×10^{-3}
4.546×10^{-3}	4.546	4.546×10^3	5.946×10^{-3}	0.1605	277.42	1	1.2008
3.785×10^{-3}	3.785	3.785×10^3	4.951×10^{-3}	0.1337	231.00	0.8327	1

NASA

Tonne Mg	kg	g	UK ton	US ton	cwt	lb	oz
1	1000	10^6	0.9832	1.1011	19.66	2.205×10^3	3.527×10^4
10^{-3}	1	1000	9.832×10^{-4}	1.101×10^{-3}	1.966×10^{-2}	2.2046	35.274
10^{-6}	10^{-3}	1	9.832×10^{-7}	1.101×10^{-6}	1.966×10^{-5}	2.204×10^{-3}	3.527×10^{-2}
1.017	1017	1.017×10^6	1	1.12	20	2240	35840
0.9081	908.1	9.081×10^5	0.8928	1	17.856	2000	32000
5.085×10^{-2}	50.85	5.085×10^4	0.05	0.0560	1	112	1792
4.536×10^{-4}	0.4536	453.6	4.46×10^{-4}	5×10^{-4}	8.92×10^{-3}	1	16
2.835×10^{-5}	2.835×10^{-2}	28.349	2.79×10^{-5}	3.125×10^{-5}	5.580×10^{-4}	6.25×10^{-2}	1

DENSITATE

Tonne/m^3 Mg/m^3 g/cm^3	kg/m^3	lb/in^3	UK ton/yd^3	US ton/yd^3	lb/ft^3
1	1000	0.03613	0.75247	0.8428	62.423
10^{-3}	1	3.613×10^{-5}	7.525×10^{-4}	8.428×10^{-4}	6.243×10^{-2}
27.680	27680	1	20.828	23.328	1.728×10^{3}
1.3289	1.328×10^{3}	4.801×10^{-2}	1	1.12	82.955
1.1865	1.186×10^{3}	4.287×10^{-2}	0.8929	1	74.074
1.602×10^{-2}	16.019	5.787×10^{-4}	1.205×10^{-2}	1.35×10^{-2}	1

FORTA DE GREUTATE

MN	kN	N	kgf	tonf	poundf lbf	pond p
1	1000	10^6	1.0196×10^5	100.4	2.248×10^5	
10^{-3}	1	10^3	101.96	0.1004	224.82	
10^{-6}	10^{-3}	1	0.10196	1.004×10^{-4}	0.2248	1.0196×10^2
9.807×10^{-6}	9.807×10^{-3}	9.807	1	9.842×10^{-4}	2.2048	
9.964×10^{-3}	9.964	9964	1016	1	2240	
4.448×10^{-6}	4.448×10^{-3}	4.448	0.45355	4.464×10^{-4}	1	

PRESIUNE

MN/m^2 MP a	kN/m^2 kPa	kp kgf/cm^2	bar	atm	mH_2O	ftH_2O	mm Hg	$Tonf/ft^2$	psi lbf/in^2	psf/ft^2 lbf/ft^2
1	1000	10.197	10.000	9.869	102.2	335.2	7500.6	9.320	145.04	20886
0.001	1	1.019×10^{-2}	0.0100	9.87×10^{-3}	0.1022	0.3352	7.5006	0.0093	0.14504	20.886
9.807×10^{-2}	98.07	1	0.9807	0.9678	10.017	32.866	735.56	0.9139	14.223	2048.1
0.100	100.0	1.0197	1	0.9869	10.215	33.515	750.06	0.9320	14.504	20088.6
0.1013	101.33	1.0332	1.0132	1	10.351	33.959	760.02	0.9444	14.696	2116.2
9.788×10^{-3}	9.7885	9.983×10^{-2}	9.789×10^{-2}	9.661×10^{-2}	1	3.2808	73.424	9.124×10^{-2}	1.4198	204.45
2.983×10^{-3}	2.9835	3.043×10^{-2}	2.984×10^{-2}	2.945×10^{-2}	0.3048	1	22.377	2.781×10^{-2}	0.43275	62.316
1.333×10^{-4}	0.1333	1.3595×10^{-3}	1.333×10^{-3}	1.315×10^{-3}	1.362×10^{-2}	4.469×10^{-2}	1	1.243×10^{-3}	1.934×10^{-2}	2.7846
0.1073	107.3	1.0942	1.0730	1.0589	10.960	35.960	804.78	1	15.562	2240.0
6.895×10^{-3}	6.895	7.031×10^{-2}	6.895×10^{-2}	6.805×10^{-2}	0.7043	2.3108	51.714	6.426×10^{-2}	1	144.00
4.788×10^{-5}	4.788×10^{-2}	4.883×10^{-4}	4.788×10^{-4}	4.725×10^{-4}	4.891×10^{-3}	1.605×10^{-2}	0.3581	4.464×10^{-4}	6.944×10^{-3}	1

PERMEABILITATE

m/s	cm/s	m/year	Darcy	ft/yr	ft/day
1	100	3.156×10^{7}	1.04×10^{5}	1.035×10^{8}	2.835×10^{5}
0.01	1	3.156×10^{5}	1.04×10^{3}	1.035×10^{6}	2.834×10^{3}
3.169×10^{-8}	3.169×10^{-6}	1	3.28×10^{3}	3.281	8.982×10^{-3}
9.66×10^{-6}	9.66×10^{-4}	304	1	1000	2.74
9.658×10^{-9}	9.659×10^{-7}	0.3048	10^{-3}	1	2.738×10^{-3}
3.527×10^{-6}	3.527×10^{-4}	111.33	0.365	365.25	1

Bun de tipar 04.08.1993 Apărut Sept. 1993

Tiraj 137 ex. Coli tipar (Fasc.) 10

Tipar executat sub Cda nr. 27/1993
Editura Universităţii Bucureşti